

# BERICHT

DES

# GEWÖLBE - AUSSCHUSSES.

---

VERÖFFENTLICHT IN DER

ZEITSCHRIFT DES ÖSTERR. INGENIEUR- UND ARCHITEKTEN-VEREINES

1895, N<sup>o</sup>. 20—34.

ALLE RECHTE VORBEHALTEN.

WIEN 1895.

IM SELBSTVERLAGE DES VEREINES.

---

DRUCK VON R. SPIES & Co.

# INHALTSVERZEICHNIS.

	Seite		Seite
Einleitung . . . . .	1	VI. Schlussfolgerungen:	
I. Versuche mit Hochbaugewölben (Taf. I und II) .	3	A. Die Ergebnisse der Versuche mit Gewölben von 23 m Spannweite . . . . .	82
II. Versuche mit Unterbaugewölben:		B. Die Ergebnisse des Versuches mit dem eisernen Bogenträger von 23 m Spannweite . . . .	89
A. Gewölbe auf dem Matzleinsdorfer Frachten- Bahnhofs (Taf. III und IV) . . . . .	8	VII. Vorschläge in Betreff der Ausführung großer Gewölbe	92
B. Objecte im Purkersdorfer Steinbruche (Taf. V—X)	11	VIII. Finanzielle Gebahrung . . . . .	94
III. Messung aller Formänderungen der Versuchsobjecte (Taf. XI—XVII) . . . . .	18	Anhang:	
IV. Wissenschaftliche Erhebungen . . . . .	40	A. Statische Berechnung des eisernen Bogenträgers mit Kämpfergelenken (Taf. XXV) . . . . .	98
V. Verwerthung der Versuchsergebnisse:		B. Statische Berechnung des Monier-Gewölbes (Taf. XXVI) . . . . .	124
A. Das Gewölbe als eingespannter elastischer Bogen	44	C. Statische Berechnung des Stampfbeton - Bogens (Taf. XXVII) . . . . .	126
B. Das Bruchsteingewölbe (Taf. XVIII und XIX)	46		
C. Das Ziegelgewölbe (Taf. XX und XXI) . . . .	52		
D. Das Stampfbeton-Gewölbe (Taf. XXII) . . . .	65		
E. Der eiserne Bogen mit Kämpfergelenken (Taf. XXIII, XXIV). . . . .	70		



# Bericht des Gewölbe-Ausschusses.

## Einleitung.

Der Oesterr. Ingenieur- und Architekten-Verein hat es stets als eine seiner wichtigsten Aufgaben betrachtet, durch seine Leistungen dem Fortschritte auf dem gesammten Gebiete des Bauwesens zu dienen; diesem Bestreben hat der Verein auch durch die Veranlassung von umfassenden Versuchen mit verschiedenen Gewölbe-Constructionen Ausdruck gegeben. Die Anregung hiezu gab ein in der Wochenversammlung vom 23. März 1889 vom Herrn Ingenieur Victor Brausewetter gestellter Antrag, eingehende Parallelversuche zwischen Gewölben aus Stampfbeton und solchen nach dem System Monier, unter sonst gleichen Verhältnissen, behufs Prüfung beider Systeme vorzunehmen.

Der Cement-Ausschuss unseres Vereines, welchem dieser Antrag seitens des Verwaltungsrathes zur Abgabe eines Gutachtens übermittelt wurde, gelangte auf Grund eingehender Berathungen zu der Ueberzeugung, daß es wünschenswerth wäre, sich nicht bloß auf vergleichende Versuche mit Stampfbeton- und Monier-Constructionen zu beschränken, sondern beantragte vielmehr, der Oesterr. Ingenieur- und Architekten-Verein solle auch auf diesem Gebiete die Initiative ergreifen und durch rationell durchzuführende Versuche mit allen üblichen Gewölbe-Constructionen für die Zukunft zuverlässige Anhaltspunkte liefern, über den diesen Constructionen innewohnenden Sicherheitsgrad, sowie über die zulässige Inanspruchnahme der verschiedenen zur Herstellung von Gewölben verwendeten Materialien, um auf diese Weise zur Ausgestaltung der Gewölbe-theorie nach Möglichkeit beizutragen.

Dieser Antrag des Cement-Ausschusses wurde vom Vereine angenommen, und am 22. März 1890 ein aus 21 Mitgliedern bestehender Ausschuss mit der Aufgabe eingesetzt, zunächst ein bestehendes Programm zu entwerfen und hierauf alle erforderlichen Vorarbeiten zur Durchführung der Belastungsversuche zu treffen. Vor Beginn der Berathungen dieses Ausschusses, welcher zu treffen. Vor Beginn der Berathungen dieses Ausschusses, welcher kurzweg „Gewölbe-Ausschuss“ bezeichnet wurde, hatte der Obmann desselben, Herr Ingenieur Gaertner, den Mitgliedern eine von ihm verfasste Druckschrift übergeben, in welcher alle bisher bekannt gewordenen Versuche mit Gewölbe-Constructionen aus der zu Gebote stehenden technischen Literatur zusammengefasst sind; die Ergebnisse dieser Versuche bildeten einen werthvollen Beitrag zur Feststellung des Programmes für die durchzuführenden Gewölbe-Erprobungen.

Wenn auch bei Durchführung dieser Versuche auf eine ausgiebige Unterstützung durch die baugewerblichen Firmen mit Sicherheit gerechnet werden konnte, so war doch vor auszusehen, daß die Herstellung aller Versuchsobjecte und die Vornahme der Belastungen ganz bedeutende Summen erfordern mussten, welche die Mittel des Vereines weitaus übersteigen würden. Deshalb wurde an alle hohen Behörden, an die Bahnverwaltungen und Aemter, sowie an jene Anstalten, Gesellschaften und Private, welche an der Fortentwicklung der Wissenschaften und an der Erhöhung des Ansehens unseres Bauwesens regen Antheil nehmen, das Ansuchen gerichtet, die Bestrebungen des Vereines durch Widmung von Geldbeträgen oder durch Uebernahme von Leistungen und Lieferungen wirksam zu unterstützen.

Das außerordentliche Interesse, welches der Durchführung der geplanten Versuche allseits entgegengebracht wurde und in reichlichen Spenden seinen Ausdruck fand, hat es ermöglicht, die Gewölbeversuche in einem bisher noch nicht erreichten Umfange durchzuführen. Ueber die Spenden, Lieferungen und Arbeitsleistungen, sowie über die Kosten der Versuche gibt der Abschnitt VIII dieses Berichtes eingehenden Aufschluss; hier sei nur hervorgehoben, daß an Geldbeträgen 19.712 fl. gewidmet wurden, während die Arbeitsleistungen und Lieferungen einem

Werthe von beiläufig 21.000 fl. entsprechen. Der Gewölbe-Ausschuss hält es daher für seine Pflicht, auch an dieser Stelle für die werththätige Unterstützung seinen wärmsten Dank auszudrücken und hofft, durch die nachstehend beschriebenen Versuche seiner hiemit übernommenen Aufgabe, zur Ausgestaltung der Gewölbe-theorie nach Kräften beizutragen, im vollsten Maße nachgekommen zu sein.

### Eintheilung der durchgeführten Versuche und der Berichterstattung hierüber.

Die Arbeiten, welche Gegenstand dieses Berichtes bilden, zerfielen in:

I. Bruchversuche mit den gebräuchlichsten, im Hochbau vorkommenden Deckenconstructionen mit Gewölben kleinerer Spannweiten.

Diese Versuchsobjecte wurden in einem Hofe des k. u. k. technischen Militär-Comités in Wien erbaut und in den Sommermonaten der Jahre 1891 und 1892 bis zum Bruche belastet.

Von den 17 Probegewölben hatten je sieben Gewölbe Stützweiten von 1.35 und 2.70 m, beide Gattungen zwischen Eisenträgern gewölbt, die restlichen drei Objecte hatten 4.05 m Stützweite und starre Widerlager. Die Erprobung erstreckte sich auf vier Gewölbe mit gewöhnlichen Mauerziegeln, fünf Flachziegelgewölbe, drei Bögen aus Stampfbeton, drei Monier-Constructionen und zwei bombierte Wellblech-Felder. Endlich wurde im Sommer 1893 ein nach dem System Melan in Brünn ausgeführtes Betongewölbe mit eingelegten Eisenträgern in diese Versuche mit einbezogen.

II. Bruchversuche mit Unterbaugewölben; hiezu gehören:

A. Die am Matzleinsdorfer Frachtenbahnhofe durchgeführten Versuche mit zwei Gewölben von 10.0 m Spannweite und 1.0 m Pfeilhöhe, das eine nach dem System Monier, das andere aus Stampfbeton.

Das Monier-Gewölbe wurde von der k. k. priv. Südbahn-Gesellschaft ausgeführt, für ihre Zwecke bereits im Jahre 1889 erprobt und hierauf dem Gewölbe-Ausschusse behufs weiterer Belastung zur Verfügung gestellt. An der gleichen Stelle gelangte später das Stampfbeton-Gewölbe zur Ausführung.

B. Die Belastungsversuche mit fünf großen Objecten, welche in dem Steinbruche des Herrn beh. aut. Civil-Ingenieurs Sigismund Figdor zu Parkersdorf ausgeführt wurden.

Hiebei gelangten zur Erprobung:

- a) ein Gewölbe aus Bruchsteinmauerwerk,
- b) „ „ „ Ziegelmauerwerk,
- c) „ „ „ Stampfbeton,
- d) „ „ nach dem System Monier, und endlich
- e) eine eiserne Bogenbrücke.

Alle fünf Objecte hatten 23.0 m Spannweite, ein Fünftel derselben, d. i. 4.60 m, Pfeilhöhe und 2.0 m Breite. Der Formgebung dieser Versuchsobjecte lag die Absicht zugrunde, ein Modell für größere Gewölbe zu erhalten, dessen Erprobung einen directen Schluss auf das Verhalten der letzteren ermöglichen sollte.

Für die beiden Gewölbe aus Bruchstein- und Ziegelmauerwerk, dann für die eiserne Bogenbrücke wurden die Detailpläne von dem Gewölbe-Ausschusse unter der Annahme verfasst, daß diese Objecte eine, von einem Widerlager bis zur Mitte reichende gleichförmig vertheilte Last von 34.5 t, d. i. eine Last von 3.0 t pro 1 m Brücke, bzw. von 1.5 t pro 1 m<sup>2</sup> Grundrissfläche, mit voller Sicherheit tragen können. Die Pläne für das Stampfbeton- und das Monier-Gewölbe sind, u. zw. für die gleichen Lastannahmen, von den betreffenden Firmen, im Einvernehmen mit dem Gewölbe-Ausschusse, ausgefertigt worden. Die hiefür maßgebenden

statischen Berechnungen gelangen im „Anhang“ zur Veröffentlichung und wird auch an jener Stelle die sehr eingehende Berechnung der eisernen Bogenbrücke gebracht.

Die bedeutenden Abmessungen dieser fünf Probegewölbe verursachten naturgemäß auch umfassende Vorbereitungs- und Nebenarbeiten; hiezu sind zunächst eine ausgedehnte, in Bruchstein-Mauerwerk ausgeführte Sicherungsanlage und das eiserne Belastungsgerüst zu rechnen, welch' letzteres derart construiert war, daß die Probegewölbe nur durch statisch bestimmte Einzelasten beansprucht wurden.

III. Um die Belastungsversuche, ganz besonders die in Parkersdorf ausgeführten, nutzbringend verwerten zu können, war die Beobachtung aller Formänderungen der Gewölbe erforderlich, zu welchem Behufe die Bewegungen charakteristischer Punkte, sowie die Verdrehungen einzelner Querschnitte durch entsprechende Vorrichtungen genau verzeichnet werden mussten.

IV. Die wissenschaftlichen Erhebungen zur Klarlegung der Festigkeits- und Elasticitäts-Verhältnisse der bei den Probegewölben verwendeten Baumaterialien umfassen:

- a) Güteproben der bei den Versuchsubjecten benützten Cemente;
- b) Ermittlung der Druckfestigkeit der angewendeten Betonmischungen, dann der Bruchsteine und Ziegel;
- c) Erhebung des Elasticitätsmoduls auf Zug und jenes auf Druck für Beton;

d) Erhebung der Zugfestigkeit und der Bruchdehnung des für die eiserne Bogenbrücke verwendeten basischen Martin-Flusseisens.

Die sub a) erwähnten Cementproben wurden in der Prüfungsanstalt für hydraulische Bindemittel der k. k. Reichs-Haupt- und Residenzstadt Wien durchgeführt; die sub b), c) u. d) genannten Erhebungen hat Herr Rupert Böck, o. ö. Professor an der k. k. technischen Hochschule in Wien bereitwilligst besorgt; einige der unter d) bezeichneten Zerreißproben sind auch von den die Lieferungen bewirkenden Eisenwerken vorgenommen worden.

V. Die Feststellung der Formenänderungen aller erprobten Objecte im Vereine mit den vorerwähnten wissenschaftlichen Untersuchungen diente als Grundlage für die Verwerthung der Versuchsergebnisse zur Berechnung der Gewölbe, indem der Verlauf einzelner Versuche mit den Resultaten einer theoretischen Untersuchung der betreffenden Gewölbe auf Grund der Theorie eines eingespannten elastischen Bogens, bezw. eines Bogenträgers mit Kämpfergelenken, verglichen wurde.

Dieser Vorgang wurde zur Untersuchung der mit 23 m Spannweite ausgeführten Objecte, u. zw. des Bruchstein-, Ziegel- und Stampfbetongewölbes benützt, ebenso wurde auch bezüglich der eisernen Bogenbrücke mit Kämpfergelenken ein ähnlicher Vorgang befolgt.

VI. Aus diesen theoretischen Untersuchungen konnten Schlussfolgerungen abgeleitet werden, in wie weit die Theorie eines eingespannten elastischen Bogens auf die Berechnung gemauerter Gewölbe anwendbar sei.

VII. In einem eigenen Abschnitte werden sodann auf Grund der bei den Versuchen in Parkersdorf und bei anderen großen gewölbten Brücken gemachten Erfahrungen Vorschläge in Betreff der Ausführung großer Gewölbe erstattet.

VIII. Endlich bildete die finanzielle Gebahrung den Gegenstand einer eifrigen Fürsorge des Gewölbe-Ausschusses. Auf Grund dieser Arbeitseinteilung wurde auch die Zusammenstellung der einzelnen Abschnitte des Berichtes vorgenommen.

#### **Zusammensetzung des Gewölbe-Ausschusses.**

**Obmann:** Gaertner Ernst, Ingenieur.

**Obmann-Stellvertreter:** Prenninger Carl, k. k. Ober-Baurath, technischer Consulent der priv. Südbahn-Gesellschaft.

**Schriftführer:** Greil Alfred, Ingenieur des Wiener Stadt-Bauamtes.

**Mitglieder:** Berger Franz, k. k. Ober-Baurath, Baudirector der Stadt Wien;

Bock Moriz, k. u. k. Oberstlieutenant im Geniestabe;  
Bode Rudolf, Director-Stellvertreter der Wiener Baugesellschaft;

Böck Franz, k. k. Baurath, Baudirector der Union-Baugesellschaft;

† Buberl Johann, kaiserlicher Rath, Inspector der österr. Nordwestbahn;

Helmer Hermann, k. k. Baurath, Architekt;

Holzer Ferdinand, Inspector der priv. Südbahn-Gesellschaft;

Huss Ludwig, General-Directionsrath der k. k. österr. Staatsbahnen;

Koch Julius, k. k. Baurath und Professor;

† Koechlin Carl, k. k. Ministerialrath und Vorstand des Hochbau-Departements im Ministerium des Innern;

Lauda Ernst, dipl. Ingenieur, k. k. Baurath im Ministerium des Innern;

Melan Josef, dipl. Ingenieur, o. ö. Professor an der k. k. technischen Hochschule in Brünn;

Meltzer Oscar, Inspector der k. k. österr. Staatsbahnen;

Neumann Paul, o. ö. Professor an der k. k. technischen Hochschule in Brünn;

Pfeiffer Alois, Ober-Ingenieur der k. k. österr. Staatsbahnen;

Ržih Franz, Ritter v., o. ö. Professor an der k. k. technischen Hochschule in Wien;

Setz Friedrich, Ober-Inspector der k. k. österr. Staatsbahnen;

Wagner Sigmund, Ober-Ingenieur der Firma J. Grödl.

Bei den umfangreichen Agenden des Gewölbe-Ausschusses war es geboten, die eigentlichen Arbeiten einem Unter-Ausschusse zu übertragen, welchem Herr Gaertner als Obmann vorstand; ihm zur Seite wirkten die Herren Bock, Böck, Buberl, Holzer, Huss, Lauda, Melan, Meltzer, Neumann, Pfeiffer, Wagner und als Schriftführer Herr Greil. Die einzelnen Arbeiten wurden hiebei wie folgt vertheilt:

a) Herr Oberstlieutenant Bock übernahm alle Arbeiten bezüglich der Hochbauversuche und die hierauf bezughabende Berichterstattung.

b) Herr Inspector Holzer versah die gleichen Dienste bezüglich der am Matzleinsdorfer Frachtenbahnhofe ausgeführten zwei Gewölbe.

c) Herr General-Directionsrath Huss und Herr Ober-Ingenieur Pfeiffer verfassten alle Projecte für die bauliche Einrichtung des Parkersdorfer Steinbruches zu Versuchszwecken, das ist für die Terrainregulierung, für die Ausführung der Endwiderlager, der Sicherungsanlage, sowie der beiden Gewölbe aus Bruchstein- und Ziegelmauerwerk; hiebei war speciell Herrn Ober-Ingenieur Pfeiffer die gesammte Bauleitung daselbst, sowie die Abrechnung und Berichterstattung übertragen.

d) Den Entwurf des eisernen Belastungsgerüsts und der eisernen Bogenbrücke, sowie die außerordentlich eingehende statische Berechnung der letzteren verfaßte Herr Inspector Meltzer.

e) Die Messung der Formänderungen bei den fünf großen Unterbaugewölben, sowie die Zusammenstellung aller diesbezüglichen Ergebnisse war Herrn Baurath Lauda zugewiesen.

f) Die wissenschaftliche Verwerthung dieser bei den Versuchen erhobenen Resultate übernahm Herr Professor Melan.

g) Herr Ingenieur Greil nahm die früher erwähnten Normenproben der verwendeten Cemente vor.

h) Die Ableitung der Schlussfolgerungen aus den Versuchsergebnissen verfaßte Herr Professor Brik.

i) Die auf die Schlussfolgerungen gegründeten Vorschläge wurden vom Herrn General-Directionsrath Huss beantragt.

k) Endlich unterzog sich Herr Baurath Böck allen jenen Arbeiten, welche mit der finanziellen Gebahrung verbunden waren.

Die Schlussredaction der Einzelberichte und des Gesamtberichtes erfolgte durch einen besonderen Ausschuss, welchem die Herren Bock, Buberl, Gaertner, Greil und Pfeiffer, sowie Professor Brik als Delegirter des Zeitungs-Ausschusses, und Ing. Kortz als Redacteur der Zeitschrift angehörten.

Kaiserlicher Rath, Inspector Buberl, der sich mit großem Eifer dieser Arbeit widmete, ist zum besonderen Bedauern des Ausschusses noch vor Beendigung des Berichtes einem schweren Leiden erlegen; desgleichen hat der Ausschuss den Verlust des vor kurzem verstorbenen Ministerialrathes Carl Koechlin zu betrauern.

## I. Versuche mit Hochbau-Gewölben.

Referent: Oberstlieutenant Bock.

(Hiezu die Tafeln I und II.)

Im Sinne des von Herrn Ingenieur Brausewetter gestellten Antrages sollten die Versuche auf dem Gebiete des Hochbaues vor Allem vergleichende Daten über die Festigkeit von Gewölben aus Stampfbeton und Monier-Constructionen liefern. Der Gewölbe-Ausschuss beschloss jedoch, — wie bereits in der Einleitung erwähnt wurde — auch andere bei Hochbauten vielfach verwendete Gewölbearten in diesen Vergleich mit einzubeziehen, nachdem über die Tragfähigkeit solcher Gewölbe noch zu wenig Erfahrungen und praktische Versuche vorliegen.

Nebst der Erprobung von gewöhnlichen Ziegelgewölben in der zweifachen Ausführungsart — nämlich mit Längs- und mit Ringscharen — erschien auch die Prüfung der verschiedenen Patent-Flachgewölbe wünschenswerth, weil derartige Gewölbe durch die Möglichkeit, ebene Decken zu schaffen, für die Praxis von besonderer Wichtigkeit sind. Ferner wurde beschlossen, die Stampfbeton- und Monier-Gewölbe mit bombirten Wellblechen in Vergleich zu ziehen, da derartige Constructionen für besonders stark beanspruchte Decken häufig Anwendung finden. Schließlich sei erwähnt, daß dem Berliner Baumeister Rabitz über sein Ausuchen gestattet wurde, ein Gewölbe nach seiner patentirten Construction auszuführen; doch ist Herr Rabitz gestorben, noch ehe das Versuchsobject hergestellt werden konnte, weshalb die Erprobung dieses Gewölbesystems unterbleiben musste.

Bei der Berathung über die Ausführungsart der zu prüfenden Gewölbe und über die Wahl der Stützweite wurde darauf Rücksicht genommen, daß man sich bei der Trägerschleifung nach der Fensterachsen-Distanz richten muss, welche, im großen Durchschnitte, mit 2.70 m angenommen werden kann. Es wurde daher beschlossen, eine Serie von Gewölben mit dieser Stützweite, eine andere Serie aber mit einer der halben Fensterachsen-Distanz entsprechenden Stützweite von 1.35 m auszuführen, welche letztere Serie namentlich alle Flachgewölbe zu umfassen hätte, weil man ja bei solchen Gewölben über 1.50 m Stützweite nur ausnahmsweise hinausgehen wird.

Alle Versuchsobjecte dieser beiden Serien sollten, der Gleichmäßigkeit wegen, nach der im Hochbau zumeist üblichen Art, also zwischen Eisenträgern, ausgeführt werden. Dabei wäre es offenbar am richtigsten gewesen, von jeder Gattung eine Reihe von Gewölben (mindestens drei) neben einander auszuführen und ein mittleres Feld zu belasten. Dieser Modus hätte aber zu große Kosten verursacht, abgesehen davon, daß es sehr schwierig gewesen wäre, einen genügend großen Bauplatz zu erwerben. Nahezu denselben Zweck hätte man erreicht, wenn alle zu erprobenden Gewölbe knapp an einander, also derart ausgeführt worden wären, daß sich gegen jeden Eisenträger je zwei verschiedene Gewölbe gestützt hätten. Bei dieser Ausführungsart wäre es aber gewiss vorgekommen, daß durch den Einsturz, oder selbst durch eine weitgehende Deformation des einen belasteten Gewölbes das benachbarte Feld Schaden gelitten hätte.

Um allen diesen Uebelständen auszuweichen, erhielt jedes Gewölbe zwei eigene Träger, und wurde durch entsprechende Schließenverbindungen dafür gesorgt, daß sich die Träger während der Bauausführung nicht verdrehen konnten. Die Gewölbe

Es ist wohl eine naturgemäße Folge der großen Anzahl von Einzelberichterstattungen, daß der vorliegende Bericht nicht jene Abrundung im Ausmaße der einzelnen Abschnitte und in der Ausdrucksweise aufweist, welche einem aus einer Hand hervorgegangenem Werke zumeist eigen ist; immerhin glaubt jedoch der Gewölbe-Ausschuss durch die Herausgabe des vorliegenden, mit grossem Aufwande an Mühe und Zeit verfaßten Berichtes der technischen Wissenschaft einen Dienst erwiesen zu haben. Möge sich derselbe sonach in allen Fachkreisen einer wohlwollenden Würdigung erfreuen.

hatten durchaus eine Länge von 2 m, die Träger waren 2.60 m lang und wurden durch drei Rundschießen zusammengehalten.

Um die Gewölbe während der Belastung möglichst gut beobachten zu können, wurden die Trägerenden 1 m über dem Boden mittelst eiserner Unterlagsplatten auf einzelne Mauerpfeiler aufgelegt, welche aus Ziegelmauerwerk in Portland-Cement in einer solchen Stärke ausgeführt wurden, daß jede Ueberbelastung des Baugrundes und damit jede Pfeilersenkung ausgeschlossen war. (Siehe Taf. I, Fig. 1—4).

Bei der Wahl der Trägertypen und der Schließenstärken wurde eine anzuhoftende Bruchlast von 4000 bis 5000 kg per Quadratmeter der belasteten Fläche zu Grunde gelegt; unter der Einwirkung dieser Bruchlast und des Eigengewichts der Construction sollten die Träger und Schließen auf 1000 bis 1200 kg per  $\text{cm}^2$  beansprucht werden. Demgemäß entfielen für die Gewölbe mit 1.35 m Stützweite I-Träger Nr. 28 a und Rundschießen von 30 mm Durchmesser, während die 2.70 m weit gespannten Gewölbe I-Träger Nr. 35 und Rundschießen von 35 mm Durchmesser erhielten. Die Rundschießen hatten an beiden Enden Gewinde mit Mutter und Gegenmutter.

Diese Verankerung der Träger durch Rundschießen genügte wohl für die Bauausführung, war aber für die Belastung des Gewölbes jedenfalls unzureichend; es musste daher eine solche Einspannung der Trägerenden angestrebt werden, welche ihrer Einmauerung nahezu entspricht, welche also nur eine sehr geringe Querschnittsverdrehung der Trägerenden gestattet und dabei doch die Beobachtung und Aufnahme der Formänderungen des Gewölbes nicht behindert. Zu diesem Zwecke dienten die in Fig. 5 (Taf. I) dargestellten Verankerungen; an den genügend starken C-Träger, welcher auf die Trägerenden des zu belastenden Feldes aufgelegt wurde, sind mittelst Knotenblechen zwei Paare von Winkelleisen

100 . 100 befestigt, welche den Steg der Traversen umfassten;

16

in die Winkelschenkel wurden Gewinde eingeschnitten, so daß es möglich war, durch je vier daselbst eingebrachte Schraubenbolzen, die sich gegen den Trägersteg stemmten, jede schädliche Verdrehung der Traversenenden zu verhindern.

Um den Vergleich der Stampfbetongewölbe mit Monier-Constructionen weiter auszudehnen, war es wünschenswerth, auch Gewölbe mit starren Widerlagern einer Erprobung zu unterziehen, überdies erschien es angezeigt, auch ein Ziegelgewölbe in dieser Art auszuführen. Diese drei Versuchsobjecte konnten auch als ein Verbindungsglied zwischen den Gewölben mit kleinen Spannweiten und den Versuchen auf dem Gebiete des Unterbaues dienen und erhielten daher eine Stützweite von  $3 \times 1.35 = 4.05 \text{ m}$ . Zur Verhinderung jeder seitlichen Verschiebung der Widerlager wurden dieselben (nach Taf. I, Fig. 4) mit nach einwärts, unter 1:2.5 geneigten Fugen aus Ziegelmauerwerk in Portland-Cementmörtel ausgeführt und überdies durch eine mäßig hohe Uebermauerung beschwert.

Für die Belastung aller zu erprobenden Gewölbe standen Roheisenflossen zu Gebote; um eine möglichst gleichmäßige und der Praxis entsprechende Lastvertheilung herbeizuführen, wurde

auf dem zu prüfenden Gewölbe eine Schuttschichte mit einem Bretterfußboden aufgebracht. Die Erprobung der Gewölbe erfolgte nach mindestens viermonatlicher Erhärtung.

Die Gewölbe mit 1·35 m Spannweite konnten, der geringen Breite wegen, nur voll belastet werden; die beiden anderen Gattungen mit 2·70 m Stützweite zwischen Eisenträgern und die zwischen starren Widerlagern 4·05 m weit gespannten Gewölbe wurden jedoch nur einseitig belastet.

Hier muss zunächst bemerkt werden, daß alle in der Stärke variablen Gewölbe für eine fremde Last von 600 kg per m<sup>2</sup> der belasteten Fläche construiert wurden; wie schon vorher erwähnt, hatte man den Bruch bei einer Last von 4000 bis 5000 kg per m<sup>2</sup> erwartet; hiebei wäre also eine circa achtfache Sicherheit vorhanden gewesen, was wohl für alle Anforderungen der Praxis vollkommen genügt. Bei den voll belasteten Gewölben, mit 1·35 m Stützweite, wurde jedoch durch eine Belastung mit 5000 kg per m<sup>2</sup> nicht nur kein Bruch, sondern nicht einmal das Auftreten gefährdender Sprünge und Risse constatirt, so daß man genöthigt war, die fremde Last zu vermehren. Die bedeutende Höhe des Eisenstoßes zwang jedoch zur Ergreifung umfassender Sicherheitsvorkehrungen, um Verletzungen der Arbeiter beim Einsturz der Gewölbe hintanzuhalten. Deshalb wurden auf jeder Seite des Gewölbes je zwei Paare von starken, nach seitwärts verstreuten Ständern eingegraben und in die so geschaffenen Coulissen, der jeweiligen Höhe des Eisenstoßes entsprechend, successive lange Hölzer eingelegt, an welche sich die Roheisenflossen beim Einsturze des Gewölbes anlegen konnten (Taf. II, Fig. 2).

Bei den zwei ersten Versuchsobjecten — Ziegelgewölbe mit Längs- und mit Ringscharen (Taf. II, Fig. 1) —, wurde die

Belastung nach Aufbringung von 7000 kg/m<sup>2</sup> unterbrochen, weil sich hiebei noch keine schädlichen Veränderungen an den Gewölben zeigten, während eine wesentliche Erhöhung der Last in erster Linie doch nur zu einer Deformation der Träger und Schließen geführt hätte.

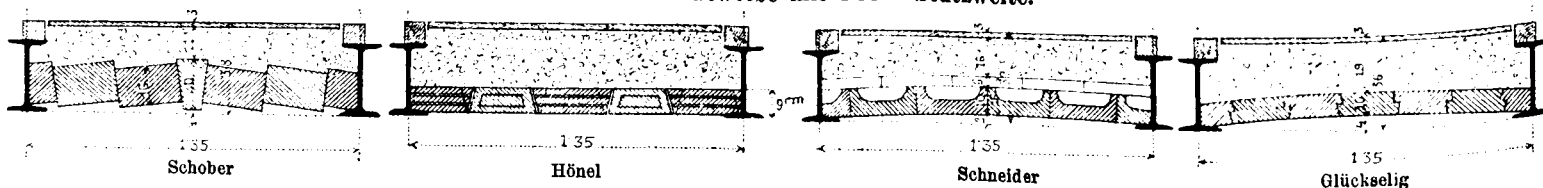
Bei allen weiteren Gewölben derselben Spannweite wurde die Belastung bis auf circa 8000 kg/m<sup>2</sup> erhöht; unter der Einwirkung derselben sind auch zwei Flachgewölbe (System Glückselig und Schneider) eingestürzt, während die beiden anderen Flachgewölbe, sowie das Betongewölbe diese Last noch mit genügender Sicherheit trugen.

Die bei den einzelnen Belastungsstadien gemessenen (resp. gleichmäßig interpolirten) Einsenkungen des Scheitels an der Gewölbestirne, sowie alle sonstigen Beobachtungen sind aus nachstehender Tabelle A zu entnehmen; dabei bezeichnen die eingeklammerten Zahlen die nach der Entlastung gemessenen Durchbiegungen. Behufs Messung der Durchbiegungen wurden mit dem Versuchsobjecte an den Scheiteln 10 mm starke eiserne Stifte in feste Verbindung gebracht. An seitwärts eingerammten Ständern befestigte man gusseiserne Winkel so, daß deren Schenkel genau vertical und horizontal waren; mittelst Maßstäben mit Nonien konnte der jeweilige Abstand jener Stifte von den gehobelten Innenflächen der Winkel festgelegt werden.

Die horizontalen Verschiebungen des Scheitels der voll belasteten Gewölbe konnten natürlich nur zufällige sein; thatsächlich zeigten dieselben auch fortwährende Schwankungen und wurden daher, als werthlos, in die Tabellen gar nicht aufgenommen.

Vergleicht man diese sieben Gewölbe mit 1·35 m Stützweite unter sich, so lassen sich folgende Schlüsse ziehen:

TABELLE A. Gewölbe mit 1·35 m Stützweite.



Post. Nr.	Fremde Last in <i>kg</i> per <i>m</i> <sup>2</sup> , gleichförmig vertheilt	Durchbiegung des Scheitels in <i>mm</i>							Besondere Bemerkungen						
		Flachgewölbe, System				Ziegelgewölbe mit		Betongewölbe	Flachgewölbe, System				Ziegelgewölbe, mit		Betongewölbe
		Schober	Hönel	Schneider	Glückselig	Ring-scharen	Längs-scharen		Schober	Hönel	Schneider	Glückselig	Ring-scharen	Längs-scharen	
1	500	0·5	0·2	0·4	0·6	0·6	1·0	0·3	Stärke im Scheitel 16 <i>cm</i> , Stich 4 <i>cm</i> , Eigengewicht 637 <i>kg/m</i> <sup>2</sup> . — Ad 6) Fugenöffnung zunächst des Scheitels; nach Entlastung war das Gewölbe noch ganz intact, keine Ziegelsprünge sichtbar.	Stärke im Scheitel 10 <i>cm</i> , Stich 5 <i>cm</i> , Eigengewicht 350 <i>kg/m</i> <sup>2</sup> . — Ad 4) Riss in der Scheitelfuge, ad 5) durchlaufender Längsriß; nach Entlastung war das Gewölbe intact, an der Oberhaut keine Längsrisse sichtbar.	Stärke im Scheitel 10 <i>cm</i> , Stich 4 <i>cm</i> , Eigengewicht 625 <i>kg/m</i> <sup>2</sup> . — Ad 4) Fugenöffnung zunächst des Scheitels, ad 8) in der Stirnseite ein horizontaler Ziegelsprung, ad 19) Einsturz erfolgt.	Stärke im Scheitel 10 <i>cm</i> , Stich 4 <i>cm</i> , Eigengewicht 611 <i>kg/m</i> <sup>2</sup> . — Ad 3) Fugenöffnung im Scheitel, mehrere Ziegelsprünge, ad 5) an der Stirne ein Zacken abgerissen, ad 11) ein Kämpferziegel gebrochen, ad 17) Einsturz, nachdem im Scheitel und in den Kämpfern alle Ziegel abgedrückt.	Stärke im Scheitel 15 <i>cm</i> , Stich 14½ <i>cm</i> , Eigengewicht 346 <i>kg/m</i> <sup>2</sup> . — Ad 7) ein Ziegel zerdrückt, ad 11) Fugenöffnung sichtbar, ad 13) zweiter Ziegelsprung; nach Entlastung erschienen das Gewölbe noch intact.	Stärke im Scheitel 15 <i>cm</i> , Stich 12½ <i>cm</i> , Eigengewicht 377 <i>kg/m</i> <sup>2</sup> . — Ad 4) Die Mittelfugen geöffnet, ad 12) einzelne Risse in den Ziegeln sichtbar; nach Entlastung erschienen das Gewölbe noch intact.	Stärke im Scheitel und im Kämpfer 7½ <i>cm</i> , Stich 11½ <i>cm</i> , Eigengewicht 453 <i>kg/m</i> <sup>2</sup> . — Ad 3) Riss im Scheitel, ad 7) zweiter durchlaufender Riss gezeigt; nach Entlastung erschienen das Gewölbe trotz der großen bleibenden Senkung noch intact.
2	1.000	0·9	0·5	0·7	1·7	0·8	2·0	2·4							
3	1.500	1·4	1·8	1·5	3·4	1·6	3·5	3·8							
4	2.000	1·9	2·5	2·4	4·7	2·4	5·2	5·2							
5	2.500	2·6	3·6	3·5	6·4	3·4	6·8	6·3							
6	3.000	3·3	4·8	4·5	8·0	4·3	8·8	7·6							
7	3.500	4·0	5·9	5·7	10·4	5·5	10·0	9·0							
8	4.000	4·7	6·9	7·0	12·0	6·6	11·5	10·2							
9	4.500	5·5	7·9	8·3	14·2	7·8	13·2	11·4							
10	5.000	6·3	8·8	9·5	16·7	9·3	14·6	12·5							
11	5.500	7·0	9·7	11·4	19·4	10·5	16·0	13·6							
12	6.000	7·8	11·0	13·3	23·6	11·6	18·2	15·0							
13	6.500	8·7	12·0	15·6	26·7	12·6	21·2	16·2							
14	7.000	9·7	13·2	18·0	30·3	13·9	24·2	17·2							
15	7.015	9·9	13·7	18·2	30·5	14·0	24·3	17·3							
16	7.500	10·6	14·6	21·1	36·5	—	—	18·2							
17	8.000	11·6	15·6	24·1	41·8 (Bruch)	—	—	19·6 (19·3)							
18	8.038	11·8 (3·6)	—	—	—	—	—	—							
19	8.063	—	—	24·6 (Bruch)	—	—	—	—							
20	8.378	—	16·7 (7·0)	—	—	—	—	—							

Stärke im Scheitel 16 cm, Stich 4 cm, Eigengewicht 637 kg/m<sup>2</sup>. — Ad 6) Fugenöffnung zunächst des Scheitels; nach Entlastung war das Gewölbe noch ganz intact, keine Ziegelsprünge sichtbar.

Stärke im Scheitel 10 cm, Stich 5 cm, Eigengewicht 350 kg/m<sup>2</sup>. — Ad 4) Riss in der Scheitelfuge, ad 5) durchlaufender Längsriß; nach Entlastung war das Gewölbe intact, an der Oberhaut keine Längsrisse sichtbar.

Stärke im Scheitel 10 cm, Stich 4 cm, Eigengewicht 625 kg/m<sup>2</sup>. — Ad 4) Fugenöffnung zunächst des Scheitels, ad 8) in der Stirnseite ein horizontaler Ziegelsprung, ad 19) Einsturz erfolgt.

Stärke im Scheitel 10 cm, Stich 4 cm, Eigengewicht 611 kg/m<sup>2</sup>. — Ad 3) Fugenöffnung im Scheitel, mehrere Ziegelsprünge, ad 5) an der Stirne ein Zacken abgerissen, ad 11) ein Kämpferziegel gebrochen, ad 17) Einsturz, nachdem im Scheitel und in den Kämpfern alle Ziegel abgedrückt.

Stärke im Scheitel 15 cm, Stich 14 1/2 cm, Eigengewicht 346 kg/m<sup>2</sup>. — Ad 7) ein Ziegel zerdrückt, ad 11) Fugenöffnung sichtbar, ad 13) zweiter Ziegelsprung; nach Entlastung erschienen das Gewölbe noch intact.

Stärke im Scheitel 15 cm, Stich 12 1/2 cm, Eigengewicht 377 kg/m<sup>2</sup>. — Ad 4) Die Mittelfugen geöffnet, ad 12) einzelne Risse in den Ziegeln sichtbar; nach Entlastung erschienen das Gewölbe noch intact.

Stärke im Scheitel und im Kämpfer 7 1/2 cm, Stich 11 1/2 cm, Eigengewicht 453 kg/m<sup>2</sup>. — Ad 3) Riss im Scheitel, ad 7) zweiter durchlaufender Riss gezeigt; nach Entlastung erschienen das Gewölbe trotz der großen bleibenden Senkung noch intact.



ohne weitere Vorkehrungen die Herstellung ebener Decken zu gestatten, wird aber den Flachgewölben trotz des höheren Einheitspreises in vielen Fällen einen Vorzug gegenüber den mit  $\frac{1}{10}$  Stich auszuführenden Gewölben sichern.

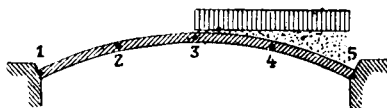
Die zweite Serie von Gewölben zwischen Eisenträgern, mit 2.70 m Stützweite, wurde durchaus zum Bruche gebracht, weil hier eine einseitige Belastung möglich war. Ueber das Verhalten der Versuchsobjecte während der successive wachsenden Belastung gibt die Tabelle B alle erforderlichen Daten; die in derselben

angeführten horizontalen Bewegungen des Scheitels sind natürlich in der Richtung gegen die unbelastete Hälfte zu verstehen.

Das Gewölbe aus gewöhnlichen Mauerziegeln in Weißkalkmörtel hat eine der erwarteten gerade noch entsprechende Bruchlast von 4314 kg per  $m^2$  ergeben, und zeigte bis zu einer einseitigen Last von 2000 kg/ $m^2$  noch sehr mäßige Formänderungen. Solche Gewölbe genügen also allen bei Hochbauten zumeist gestellten Anforderungen.

Bei diesem Anlasse wurde erwogen, ob nicht auch schwächere Ziegelgewölbe, etwa 10 cm stark, entsprechen würden. Nachdem

TABELLE C. Ueber die Formänderungen der 4.05 m weit gespannten Gewölbe zwischen starren Widerlagern.



Moniergewölbe.

Post Nr.	Fremde Belastung in kg per $\frac{m^2}{2}$ ein- seitig	Gemessene Verschiebungen in mm										Verdrehungen des Querschnittes im Punkte			Besondere Bemerkungen
		1		2		3		4		5		2	3	4	
		v	h	v	h	v	h	v	h	v	h				
1	500	+0.1	0.1	+0.2	0.3	0.6	0.3	1.0	0.2	0.2	0.2	- 0' 15"	- 3' 46"	+ 2' 00"	Stärke im Scheitel 5 cm, Stich 40 cm, Eigenlast 1010 kg, Schutt und Fußboden 1887 kg, ad 4) Riss am Widerlager, ad 5) zweiter Riss in der unbelasteten Hälfte. — Einsturz bei einer Last von 4360 kg per $m^2$ . ad 9) nach 2 $\frac{1}{2}$ Stunden.
2	1 000	+0.2	0.2	+0.5	0.6	1.3	0.6	1.9	0.4	0.3	0.3	- 0' 30"	- 7' 55"	+ 3' 54"	
3	1.500	+0.4	0.6	+0.7	1.0	2.5	1.1	4.0	0.7	0.5	0.5	- 2' 00"	- 14' 25"	+ 7' 00"	
4	2 000	+0.6	1.0	+1.1	2.0	3.9	1.8	6.5	1.1	0.8	0.8	- 2' 47"	- 23' 36"	+ 10' 44"	
5	2.500	+1.1	2.1	+2.3	3.5	6.0	2.8	10.5	2.0	1.2	1.2	+ 0' 55"	- 42' 07"	+ 17' 00"	
6	3.000	+1.4	3.5	+3.5	4.6	8.3	3.9	14.3	3.0	1.7	1.5	+ 3' 16"	- 59' 10"	+ 22' 27"	
7	3.500	+1.8	4.8	+4.3	5.9	10.7	5.9	17.9	3.8	2.1	1.6	+ 4' 09"	- 101' 40"	+ 26' 48"	
8)	4.017	+3.4	8.6	+7.6	9.8	19.5	8.0	29.2	6.7	3.1	1.7	+ 7' 10"	- 1052' 40"	+ 43' 00"	
9)		+4.9	11.5	+10.1	12.8	27.4	9.8	35.7	7.8	3.7	2.0	—	—	—	

Betongewölbe.

Post Nr.	Fremde Belastung in kg per m <sup>2</sup> ein- seitig	Gemessene Verschiebungen in mm										Verdrehungen des Querschnittes im Punkte			Besondere Bemerkungen
		1		2		3		4		5		2	3	4	
		v	h	v	h	v	h	v	h	v	h				
1	500	+ 0.1	0.0	+ 0.1	0.1	0.3	0.0	0.3	0.0	0.1	0.0	— 0' 45"	— 0' 40"	+ 1' 00"	Stärke im Scheitel 10cm, Stich 41 cm, Eigenlast 2000 kg, Schutt und Fußboden 2061 kg. — Ad 4) Durchgehender Riss zunächst des Widerlagers. — Ein- sturz bei einer Last von 3865 kg per m <sup>2</sup> .
2	1.000	+ 0.2	0.0	+ 0.2	0.2	0.7	0.1	0.6	0.1	0.2	0.1	— 1' 35"	— 1' 30"	+ 2' 15"	
3	1.500	+ 0.4	0.1	+ 0.2	0.5	1.8	0.5	2.4	0.3	0.2	0.4	— 3' 35"	— 5' 50"	+ 7' 50"	
4	2.000	+ 0.5	0.2	+ 0.3	1.2	2.9	1.0	4.3	0.5	0.3	0.6	— 5' 40"	— 10' 30"	+ 13' 40"	
5	2.500	+ 1.0	1.7	+ 0.1	2.4	4.3	1.8	7.4	1.0	0.5	1.0	— 8' 55"	— 14' 20"	+ 23' 45"	
6	3.000	+ 1.7	3.8	— 2.0	4.5	5.4	3.5	13.5	2.2	0.6	1.6	—	—	—	
7	3.237	+ 2.0	5.0	— 3.7	5.0	5.8	4.5	16.7	3.0	0.7	2.0	—	—	—	

Ziegelgewölbe.

Post Nr.	Fremde Belastung in kg pro m <sup>2</sup> ein- seitig	Gemessene Verschiebungen in mm										Verdrehungen des Querschnittes im Punkte			Besondere Bemerkungen
		1		2		3		4		5		2	3	4	
		v	h	v	h	v	h	v	h	v	h				
1	500	+ 0.2	0.3	+ 4.1	1.7	3.9	1.3	6.4	1.4	0.2	0.2	— 7' 00"	— 33' 00"	+ 10' 40"	Stärke 14 cm, Stich 35 cm. — Bei 670 kg per m <sup>2</sup> Riss an der Oberhaut im unbe- lasteten Viertel.
2	1.004	+ 0.4	0.6	+ 9.9	3.8	7.6	2.9	14.2	3.3	0.3	0.4	— 0' 35"	— 1012' 55"	+ 14' 35"	
3	1.341														
Einsturz erfolgt.															

Einsturz erfolgt.



aber derlei Mauerziegel gegenwärtig nicht erzeugt werden, ist ein Gewölbe aus Hönelschen Ziegeln mit einem für Flachgewölbe relativ großen Stich, d. i. von  $\frac{1}{20}$  der Stützweite, ausgeführt worden, welches aber den gehegten Erwartungen nicht entsprach, indem schon unter einer einseitigen Last von  $2400 \text{ kg/m}^2$  der Einsturz erfolgte, nachdem sich vorher sehr große Scheiteldurchbiegungen ergaben. Es liegt somit kein Anlass vor, von der in der Praxis eingebürgerten Art der Ausführung von Ziegelgewölben — nämlich  $15 \text{ cm}$  (einen halben Ziegel) stark und  $\frac{1}{10}$  Stich — abzugehen.

Das  $8.5 \text{ cm}$  starke Stampfbetongewölbe,  $1 : 4$  gemischt, hat der gestellten Bedingung vollständig entsprochen, indem es erst bei  $3000 \text{ kg/m}^2$  größere Sprünge erhielt und unter einer einseitigen Last von  $5504 \text{ kg/m}^2$  einstürzte (Taf. II Fig. 3). Die Scheitelbewegungen waren durchwegs viel geringer als beim Ziegelgewölbe und blieben auch kleiner als bei den bombirten Wellblechen.

Die zwei Moniergewölbe ergaben im Mittel ebenso große Durchbiegungen des Scheitels wie das Gewölbe aus Stampfbeton; unter sich zeigen diese beiden Versuchsobjecte bezüglich der Durchbiegungen keinen nennenswerthen Unterschied.

Die Bruchlast betrug für den reinen Monierbogen (Taf. II, Fig. 4) (mit Schutt und Bretterfußboden)  $5940$ , für das Moniergewölbe mit Betonfußboden (Fig. 5) jedoch  $6444 \text{ kg per m}^2$ , so daß die letztere Bruchlast nur um  $8\%$  die erstere überragt. Dem entgegen ist jedoch das Verhältnis des Betonaufwandes bei diesen beiden Gewölbearten wie  $1 : 1.85$ , so daß in ökonomischer Beziehung die zweite Ausführungsart gar keine Vortheile bietet, indem die Ausbetonirung nicht als Verstärkung des Bogens, sondern nur als ein dem Mauerzuschutze fast gleichwerthiges Mittel zur Lastvertheilung zu betrachten ist.

Diese Behauptung läßt sich auch aus dem Verhalten des Versuchsobjectes folgern, indem bei den höheren Belastungsstadien eine vollständige Trennung des ideellen Gewölbes von der Nachbetonirung eintrat, obwohl die Ausführung der letzteren unmittelbar nach jener des Bogens erfolgte. Durch die Herstellung eines derartigen Betonstrichs wird also wohl an Constructionshöhe und an Eigengewicht gespart, die Festigkeit wird aber trotz der bedeutend höheren Kosten nicht wesentlich erhöht.

Mit dem Stampfbetongewölbe verglichen, haben diese beiden Monierbögen nur eine wenig höhere Tragkraft ergeben, wobei die Differenz für die Hochbau-Praxis beinahe belanglos zu nennen ist. Aus diesen Versuchsergebnissen kann man also folgern, daß ein mäßig stärkeres Stampfbetongewölbe recht gut geeignet ist, ein Moniergewölbe zu ersetzen.

Von den beiden bombirten Wellblechen (Type  $90 \times 50 \times 1 \text{ mm}$ ) wurde das eine direct, ohne weitere Vorkehrung, zwischen die Träger verlegt, während das andere vorher an seinen Enden mit angenieteten Winkeleisen  $\frac{60 \times 60}{6}$  zu dem Zwecke armirt wurde, um locale Deformationen der Blechränder zu verhüten.

Das nicht armirte Wellblech (Fig. 6) ist bei einer einseitigen Last von  $4751 \text{ kg}$ , das armirte jedoch (Fig. 7) bei einer ebensolchen Belastung von  $5370 \text{ kg per m}^2$  gebrochen, so daß sich die Bruchlasten wie  $1 : 1.13$  verhalten. Führt man die Berechnung als Bogenträger mit Kämpfergelenken angenähert durch, so ergibt sich für das erste eine rechnungsmäßige Beanspruchung von  $3250 \text{ kg}$ , für das zweite von  $3670 \text{ kg per cm}^2$ ; da aber dieser letztere Werth der Bruchfestigkeit des weichen Schmiedeeisens vollkommen entspricht, so kann man mit Recht folgern, daß erst durch die Armirung der Enden mit Winkeleisen verlässliche Gelenke geschaffen werden; thatsächlich sind bei dem armirten Wellbleche gar keine Deformationen der Enden constatirt worden, während bei dem nicht armirten Bleche sowohl die oberen als die unteren Theile der Wellen durchgehends verbogen waren, was natürlich die Bruchfestigkeit des Bogens ungünstig beeinflusste. Die verticalen Durchbiegungen des Scheitels waren bei beiden Wellblechbögen bedeutend größer als bei dem Stampfbetongewölbe und den zwei Monier-Constructionen.

In ökonomischer Beziehung ist zu bemerken, daß diese letztgenannten Deckengewölbe wohl theurer sind, als ebenso tragfähige bombirte Wellbleche, doch bedürfen die letzteren noch besonderer Vorkehrungen zur Ausführung eines Deckenverputzes, welche den Einheitspreis einigermaßen erhöhen.

Die drei Gewölbe mit starren Widerlagern und  $4.05 \text{ m}$  Stützweite (Taf. II, Fig. 8 und 9) erhielten an jeder Stirnseite je 5 Stifte mit den zugehörigen, an Ständern befestigten Winkeln, und zwar an den beiden Kämpfern, im Scheitel und auf je  $\frac{1}{4}$  der Bogenlänge. An den drei letztgenannten Punkten wurden überdies empfindliche Libellen angebracht, um die Querschnittsverdrehungen zu messen. Die Tabelle C enthält alle Versuchsergebnisse und ist zunächst daraus zu ersehen, daß das Ziegelgewölbe eine viel zu geringe Tragfähigkeit besaß, weil unter solchen Umständen schon nennenswerthe Zugspannungen auftreten, denen die Mörtelfugen nicht den erforderlichen Widerstand entgegensetzen können.

Das Stampfbetongewölbe (Fig. 10) ist bei einer einseitigen Last von  $3685 \text{ kg}$ , das Moniergewölbe (Fig. 11) bei einer ebensolchen Last von  $4360 \text{ kg per m}^2$  eingestürzt, so daß diese beiden Gewölbearten den an sie gestellten Anforderungen entsprechen haben und in ihrer Bruchlast keine große Differenz aufweisen. Die ersten Risse traten bei beiden Gewölben unter einer Last von  $3000 \text{ kg/m}^2$  ein, die Durchbiegungen waren beim Monierbogen etwas größer als beim Stampfbetongewölbe.

Auch aus diesen Versuchen geht also hervor, daß die Stampfbetongewölbe mit Monier-Constructionen in jeder Beziehung recht gut concurriren können.

#### Nachtrag.

Nach Beendigung aller Gewölbeversuche tauchte ein neues Gewölbesystem [Patent Melan]\*) auf, welches die Verstärkung von Stampfbetonbögen durch eingelegte Eisenträger bezweckt. Hierbei werden in bestimmten, den statischen Verhältnissen entsprechenden Entfernungen in das Betongewölbe genau nach der Form desselben gebogene Eisenträger (I-Träger) eingeschaltet, deren Enden bei Decken zwischen Traversen gegen letztere abgekeilt sind.

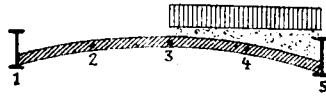
Nachdem die ausführende Firma Pittel & Brausewetter mit derartigen Gewölben sehr befriedigende Vorversuche vorgenommen hatte, wurde ein in Brunn im Juli 1892 ausgeführtes Probeobject ein Jahr später dem Gewölbe-Anschlusse zur Verfügung gestellt. Das Gewölbe (Taf. II, Fig. 12) hatte  $4 \text{ m}$  Stützweite,  $0.29 \text{ m}$  Pfeilhöhe und  $3 \text{ m}$  Breite; in Distanzen von je  $1 \text{ m}$  waren gebogene I-Träger, Profil Nr. 8 (mit  $8 \text{ cm}$  Höhe) eingelegt. Die Betonstärke betrug  $8 \text{ cm}$ , die Mischung war im Mittel ein Theil Radotiner Portland-Cement auf fünf Theile Sand und Rieselschotter. Zur Belastung wurden Roheisenflossen verwendet, nachdem vorher die eine Gewölbhälfte eine Sandschüttung erhalten hatte.

Die bei den einzelnen Belastungsphasen gemessenen verticalen und horizontalen Verschiebungen des Scheitels, sowie der Mittelpunkte der belasteten und der unbelasteten Gewölbhälfte, bezogen auf die Kämpferhorizontale, zeigt die Tabelle D, aus welcher zu entnehmen ist, daß dieses Gewölbe eine weitaus höhere Tragfähigkeit besitzt, als die im Vorigen beschriebenen gleichweit gespannten Beton- und Monier-Gewölbe.

Wegen Mangel an Belastungsmaterial wurde die Erprobung bei einer einseitigen Last von  $6900 \text{ kg pro m}^2$  unterbrochen, wobei sich nach erfolgter Entlastung nur sehr geringe bleibende Einsenkungen zeigten. Im weiteren Verlaufe des Versuches wurde nur eine Fläche von  $1.0 \text{ m}^2$  über der zweiten Bogenrippe belastet, wobei diese Last successive bis  $16.400 \text{ kg}$  gesteigert wurde, unter welcher der Einsturz trichterförmig erfolgte, nachdem vorher erst bei einer Last von  $15.200 \text{ kg}$  stärkere locale Senkungen und Risse aufgetreten waren.

\*) Siehe darüber: Zeitschrift des Oesterreichischen Ingenieur- und Architekten-Vereines 1893, Nr. 11.

TABELLE D. Ueber die Formänderungen des 4.0 m weit gespannten Betongewölbes mit eingelegten Eisenträgern (System Melan).



Post Nr.	Fremde Last (Eisenflossen) in kg pro m <sup>2</sup> einseitig	Gemessene Verschiebungen in mm										Besondere Bemerkungen
		5		4		3		2		1		
		v	h	v	h	v	h	v	h	v	h	
1	500	0	— 0.1	1.4	0.0	1.2	0.0	0.6	0.0	0	0.1	Stärke 8 cm, Stich 29 cm, Eigenlast 2200 kg, Gewicht der einseitigen Sandschüttung 700 kg. — Bei 10) wird ein feiner Haarriss an der unteren Leibung zunächst des Scheitels be- merkt, der aber nicht auf die ganze Länge durchreicht, sondern nur auf circa 30 cm von der Stirn weg zu verfolgen ist und sich später auch nicht mehr erweitert. — Post 11) nach 18ständiger Pause.
2	1.000	0	0.0	2.7	0.3	2.4	0.1	1.1	0.0	0	0.1	
3	1.500	0	0.0	3.9	0.7	3.6	0.6	1.6	0.5	0	0.6	
4	2.000	0	0.0	5.2	0.7	4.8	0.9	1.8	0.8	0	0.7	
5	0	0	— 1.4	0.7	0.7	0.4	0.9	0.8	0.3	0	0.5	
6	2.000	0	— 1.6	4.4	2.2	4.1	1.9	2.3	1.1	0	1.4	
7	2.500	0	— 1.7	5.9	2.3	5.4	1.9	2.7	1.3	0	1.2	
8	3.000	0	— 1.5	7.0	2.4	6.4	2.1	3.0	0.5	0	1.4	
9	4.000	0	— 1.5	10.4	3.0	10.3	3.1	4.6	1.1	0	2.2	
10	5.000	0	— 1.2	14.2	3.4	13.9	3.7	6.3	1.8	0	2.7	
11	5.000	0	— 1.6	15.6	2.5	14.6	2.9	7.3	1.0	0	1.3	
12	6.000	0	— 1.9	28.3	2.3	17.1	2.4	8.1	0.6	0	1.0	
13	6.900	0	— 3.0	20.9	1.1	20.1	1.3	9.7	— 0.7	0	— 0.3	
14	0	0	— 1.7	6.7	0.6	7.6	— 0.6	5.3	— 2.3	0	— 1.3	

Die horizontalen Verschiebungen *h* nach rechts sind negativ bezeichnet.  
Die verticalen Verschiebungen *v* sind auf die Verbindungslinie der Kämpferpunkte 1.5 bezogen.

Die horizontalen Verschiebungen  $h$  nach rechts sind negativ bezeichnet.

Die verticalen Verschiebungen  $v$  sind auf die Verbindungslinie der Kämpferpunkte 1,5 bezogen.

Weil durch diese letztbeschriebene Belastung, der geschilderten Lastenvertheilung zufolge, eigentlich mehr der Widerstand des gebogenen Eisenträgers, als jener des Betons zur Geltung kommt, so ist es nicht nöthig, die hiebei gemessenen Einsenkungen der Randträger hier anzuführen. Zur Charakteristik des Systems genügt

aber vollständig die erste Belastungsphase der Gewölbehälfte, weil hiebei eine Last von 6900 kg pro m<sup>2</sup> noch keine nennenswerthe Deformation verursacht hat. Es unterliegt daher keinem Zweifel, daß dieses Gewölbesystem sowohl für schwer belastete Zwischendecken, als auch für kleinere Brücken hervorragend geeignet erscheint.

## II. Versuche mit Unterbau-Gewölben.

### A. Gewölbe auf dem Matzleinsdorfer Frachten-Bahnhofs.

Referent: Inspector Holzer.

(Hiezu die Tafeln III und IV.)

Durch das freundliche Entgegenkommen der k. k. priv. Südbahngesellschaft und des Baudirectors derselben, Herrn k. k. Oberbau-rath C. Prenninger, ward dem Ausschuss die Möglichkeit geboten, zwei Erprobungen von Gewölben mit 10 m Spannweite in die geplanten Unterbau-Versuche mit einzubeziehen, welche deshalb von besonderem Interesse sind, weil sie fertige Brücken mit Hintermauerung, Ueberschüttung und Stirnmauerabschluss betrafen, über welche ein Eisenbahngeleise geführt war.

Das erste dieser beiden Versuchsobjecte bildete eine Brücke mit Moniergewölbe, welches am 19. October 1889 von der Unternehmung G. A. Wayss hergestellt worden war. Die Gestaltung des Gewölbes und der Widerlager ist aus den Fig. 1 und 2 auf Tafel III zu ersehen. Das Gewölbe hatte bei 10 m Spannweite eine Breite von 4.0 m, und 1.0 m Pfeilhöhe, 15 cm Stärke im Scheitel und 20 cm Stärke am Kämpfer. Das Drahtnetz, welches in der Nähe der unteren Leibung lag, bestand aus 10 mm dicken Längs- und 7 mm dicken Querstäben bei einer Maschenweite von 55 mm. Die Widerlager, 2.0 m stark aus Ziegelmauerwerk hergestellt, waren mit einer 1.0 m starken Betonschichte umgeben. Der Raum zwischen den 0.5 m starken, aus Ziegeln hergestellten Stirnmauern war mit Schotter ausgefüllt, in welchem ein normalspuriger Oberbau lag, dessen Querschwellen durchschnittlich 80 cm von einander entfernt waren. Nahe dem Gewölbscheitel lag eine Querschwelle. Das

Gewicht der gesammten Eigenlast in der freien Spannweite betrug rund 1500 kg pro m<sup>2</sup> Grundrissfläche.

Nachdem bereits am 10. December 1889 seitens der Bahnverwaltung eine Probelastung mit Eisenbahnfahrzeugen mit gutem Erfolge vorgenommen worden war,\*) wurde dieses Betongewölbe von genannter Verwaltung dem Gewölbecomité als erstes Versuchsobject zur Verfügung gestellt, und erfolgten am 16. und 17. Mai 1890 die Belastungsversuche, über welche nachstehend berichtet wird.

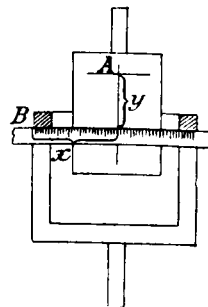


Fig. 1.

festigt und längs eines unabhängig fixirten Holzrahmens verschiebbar war (siehe Text-Figur 1). Solche Beobachtungs-Apparate

\*) Bei Belastung des Objectes durch eine langsam auffahrende dreiachsige Locomotive mit 10.3, 13.0, 13.0 t Achsdruck und durch einen Tender mit 9.1 und 9.2 t Achsdruck betrug die größte, im Scheitel und im Viertel der Spannweite gemessene Einsenkung 2 mm, die größte bleibende Senkung 1 mm. Anrisse waren dabei noch an keiner Stelle zu bemerken.



waren an den im Grundriss-Schema (Text-Figur 2) angegebenen Stellen des Gewölbes 1—9, und an den vier Kämpferpunkten der Gewölbstirnen angebracht.

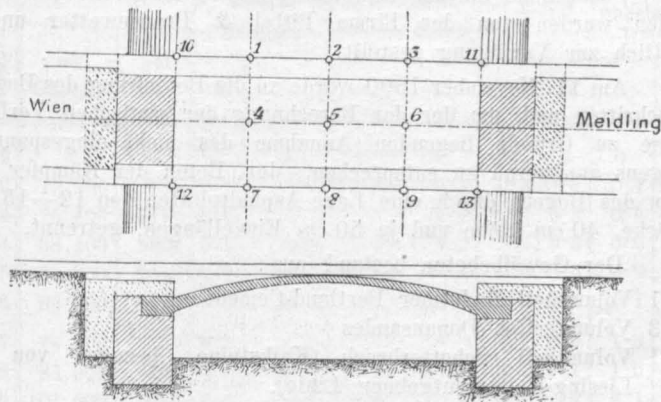


Fig. 2.

Die vorerwähnten Befestigungsklammern der Messapparate waren an den Gewölbstirnen in der Bogenaxe angebracht, und betrug die Entfernung des markirten Tafelpunktes von der Schwerpunktsaxe des Bogens im Mittel 315 mm, während diese Entfernung bei den drei in der Objectsaxe befindlichen Messvorrichtungen (Nr. 4, 5 und 6) im Mittel 400 mm war. Auf diesen Umstand muss aufmerksam gemacht werden, um die gemessenen seitlichen Verschiebungen richtig beurtheilen zu können.

Am ersten Versuchstage wurde damit begonnen, daß man eine dreiachsige und hierauf eine vierachsige Locomotive auf das Gewölbe einseitig (Meidlinger Seite) auffahren ließ.

Nachdem hiedurch keine nachtheiligen Formänderungen auftraten und auch die bleibenden Durchbiegungen sich in engen Grenzen hielten, wurde auf die andere Gewölbhälfte (Wiener Seite) eine allmählig gesteigerte Schienenbelastung aufgebracht.

Ueber die Größe dieser Belastung sowohl, als auch über die durch dieselben hervorgerufenen elastischen und bleibenden Formänderungen des Versuchsubjectes gibt die Tabelle A den nöthigen Aufschluss.

TABELLE A.

Nummer der Versuche	Größe der Belastung		Mittel der Verschiebungen in mm												Bemerkungen				
			an den Gewölbstirnen						in der Brückenachse										
	insgesamt	pro m <sup>2</sup> belastete Fläche	$\frac{1+7}{2}$		$\frac{2+8}{2}$		$\frac{3+9}{2}$		4		5		6			Wien $\frac{10+12}{2}$		Meidling $\frac{11+13}{2}$	
			v	h	v	h	v	h	v	h	v	h	v	h		v	h	v	h
Beobachtungen am 16. Mai 1890.																			
I.	bei der Belast.		-0.2	-0.2	1.3	-0.4	1.7	-0.1	-0.4	0.0	+1.0	-0.7	4.0	0.0	0.0	-0.1	0.3	-0.3	
	nach d. Entlast.		0.0	0.0	0.4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2.0	0.0	0.0	0.0	0.1	0.0	
II.	bei der Belast.		-0.3	-0.4	1.6	-0.5	2.6	-0.3	-0.5	0.0	1.5	-1.0	5.0	-0.1	0.0	-0.2	0.4	0.1	
	nach d. Entlast.		0.0	-0.2	0.4	-0.2	0.5	-0.1	0.0	0.0	0.0	0.0	2.5	-0.1	0.0	-0.2	0.1	0.0	
III.	52.700	2.635	3.4	-0.2	4.4	0.5	0.5	0.6	3.6	-0.8	4.5	1.0	2.5	1.0	0.5	0.4	0.1	0.5	
	65.800	3.290	4.6	-0.4	5.9	0.9	0.5	0.5	5.1	-1.1	6.2	1.2	2.5	1.4	0.6	0.6	0.1	1.0	
	80.000	4.000	7.4	-0.4	8.6	1.5	0.5	1.7	8.1	-1.2	9.2	2.0	2.2	2.4	0.9	0.1	0.1	1.4	
	90.000	4.500	9.8	-0.2	10.5	2.0	0.5	2.1	10.6	-1.2	11.2	2.5	2.2	2.9	1.2	-0.1	-0.1	1.9	
	100.000	5.000	11.7	-0.2	12.9	2.4	0.7	2.7	12.6	-1.2	13.7	3.0	2.2	3.4	1.2	-0.3	-0.1	2.0	
	100.000	5.000	31.1	-0.3	14.3	2.4	0.8	2.8	14.3	-1.8	15.4	3.8	3.0	4.0	1.3	-0.4	0.0	2.0	
	50.000	2.500	10.1	-0.2	9.9	2.3	0.2	2.2	11.4	-1.4	10.8	3.2	1.5	2.7	1.0	-0.5	0.0	1.4	
Beobachtungen am 17. Mai 1890.																			
IV.	gänzl. Entlast.		4.2	-0.1	3.8	0.6	0.7	1.3	4.1	-1.1	3.7	1.0	0.7	0.4	1.1	-0.3	0.3	1.1	
	90.000	4.500	11.6	-0.4	12.5	2.0	1.3	2.9	11.8	-1.6	12.6	3.0	1.5	3.4	1.7	-0.6	0.1	2.2	
	100.000	5.000	12.3	-0.4	13.8	2.4	1.4	3.1	12.6	-1.8	14.0	3.4	2.0	3.4	2.0	-1.0	0.1	2.4	
	110.000	5.500	13.2	-0.4	15.1	2.4	1.5	3.3	13.7	-1.8	15.0	3.6	2.0	3.7	2.2	-1.1	0.1	2.5	
	130.000	6.500	16.1	-0.4	18.5	2.7	2.3	4.0	16.5	-2.0	18.7	4.0	2.6	4.4	2.3	-1.2	0.0	2.8	
	150.000	7.500	20.1	-0.9	24.9	2.9	3.4	5.0	21.3	-2.4	25.5	4.5	3.7	5.9	3.3	-1.6	0.0	3.6	
	170.000	8.500	25.8	-1.9	32.7	2.9	5.6	6.3	26.3	-3.6	32.6	5.0	6.0	7.4	3.8	-3.0	-0.1	4.0	

Locomotive

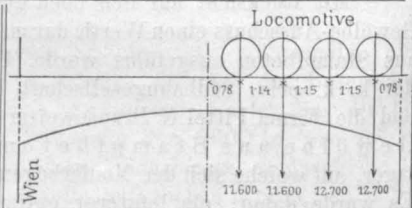
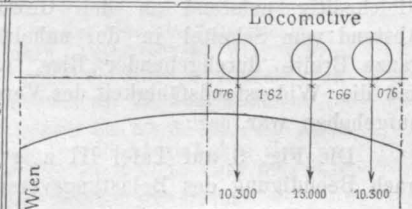
Wien

Locomotive

Wien

Die Schienen wurden auf der einen Brückenhälfte (Wiener Seite) in Schichten von je 50 Stück aufgebracht, welche auf je 6 in der Geleiserichtung gelegten Schienen gelagert waren. Es bestand solcherweise jede Schienenlage aus 56 Stück Schienen. Die Last wurde auf die nebenstehenden Werthe näherungsweise ergänzt.

Die Schienen wurden wie am 16. Mai successive in Lagen zu je 56 Stück wieder aufgebracht.



Die Schienen wurden auf der einen Brückenhälfte (Wiener Seite) in Schichten von je 50 Stück aufgebracht, welche auf je 6 in der Geleiserichtung gelegten Schienen gelagert waren. Es bestand solcherweise jede Schienenlage aus 56 Stück Schienen. Die Last wurde auf die nebenstehenden Werthe näherungsweise ergänzt.

Die Schienen wurden wie am 16. Mai successive in Lagen zu je 56 Stück wieder aufgebracht.

Bei der Gesamtbelastung von 90.000 kg, beziehungsweise bei einer Belastung von 4500 kg pro  $m^2$  entstand am Widerlager der belasteten Gewölbshälfte eine Abtrennung der Stirnmauern, und konnte dieser Riss auch zunächst des Kämpfers bis auf zwei Drittel der Gewölbsstärke verfolgt werden.

Ebenso zeigten sich bei dem nächsten Belastungsstadium von 100.000 kg, d. i. von 5000 kg pro  $m^2$  kleine, oben beginnende Risse in den beiderseitigen Stirnmauern, nahe der Mitte der unbelasteten Gewölbshälfte. Die vorerwähnte Belastung von 100.000 kg wurde  $3\frac{1}{2}$  Stunden auf dem Objecte belassen. Die sich hierdurch ergebende Zunahme der Formänderung, sowie der Rückgang derselben bei Verminderung der Belastung bis auf die Hälfte ist ebenfalls aus der Tabelle A zu ersehen.

Am zweiten Versuchstage (17. Mai) war das Gewölbe zeitlich Früh ganz entlastet worden und wurde dasselbe hierauf neuerlich belastet. Bei einer Belastung von 180.000 kg ist eine Verschiebung der Kämpferschichte des Meidlinger Widerlagers eingetreten, wodurch eine derartige Senkung des Gewölbes entstand, daß es sich auf einzelne Pfosten des Unterfangungs-Gerüsts auflegte. — Nach Entfernung dieser Pfosten hat sich die Einsenkung noch vergrößert, ohne daß im Gewölbe selbst, außer dem bereits erwähnten Riss am Wiener Kämpfer, irgend welche Trennungen constatirt werden konnten, wohl aber zeigte sich nach gänzlicher Entfernung der Pfosten, daß in beiden Widerlagern die oberste Ziegelschicht ganz zerdrückt war.

Die Belastung wurde dann bis zu 196.200 kg, das ist 9810 kg pro  $m^2$  gesteigert. Die Risse erweiterten sich hierbei, die beiden Widerlager wurden um circa 20—40 mm hinausgeschoben, wodurch die Einsenkungen sich soweit vergrößerten, daß das Gewölbe sich in einzelnen Punkten auf das Unterfangungsgerüste aufsetzte. Gleichzeitig entstand an der Gewölbsleibung in etwa 50 cm Abstand vom Scheitel in der unbelasteten Hälfte ein, auf die ganze Breite durchgehender Riss, welcher den Schluss zuließ, daß die Widerstandsfähigkeit des Versuchesobjectes hiemit gänzlich aufgehoben war.

Die Fig. 3 auf Tafel III zeigt die Aufnahme des Objectes nach Beendigung des Belastungsversuches.

Mit Rücksicht auf den oben geschilderten Versuch legte der Gewölbe-Ausschuss einen Werth darauf, daß ein ganz gleiches Object aus Stampfbeton ausgeführt werde. Unser Verein fand hiefür bei der k. k. priv. Südbahngesellschaft das vollste Entgegenkommen und die Firma Pittel & Brausewetter erklärte sich bereit, dieses Gewölbe aus Stampfbeton unter Benützung der Widerlager, auf welche sich der Monierbogen gestützt hatte, auszuführen. Es wurde daher, als letzterer entfernt war, vorerst eine eingehende Untersuchung der Widerlager vorgenommen.

Um etwaige Risse genau verfolgen zu können, wurden die Widerlagerstirnen aufgedeckt, alle schadhaften Mauertheile abgetragen und neu hergestellt. Ferner wurde, nachdem der Monierbogen unter der Belastung, welcher er ausgesetzt war, ein Abschieben des gegen Meidling situirten Widerlagers bewirkt hatte, und die örtlichen Verhältnisse es als zweckmäßig erscheinen ließen, abermals die gegen Wien gelegene Gewölbshälfte zu belasten, eine Verstärkung des Meidlinger Widerlagers vorgenommen und zwar in der Weise, daß die Stärke des Mauerkörpers durch Nachbetonirung um einen Meter vergrößert wurde, so daß er eine Gesamtstärke von 4 m erhielt.

Nach Herstellung der Gewölbeinrüstung, welche im Wesentlichen aus sechs, in Entfernungen von 2 m durch Böcke unterstützten Bohlenbögen bestand, wurde an die Ueberbetonirung der aus Ziegeln hergestellten Widerlager, bzw. an die Ausführung der Kämpferschichte geschritten und derselben die aus Fig. 1 auf Tafel IV ersichtliche Form gegeben.

Das Mischungsverhältnis für diesen am 10. November 1890 hergestellten Betonkörper bestand aus

- 1 Volumtheil Radotiner Portland-Cement
- 3 Volumtheilen reinen Donausandes
- 3 " Schotter.

Dieses Gemenge wurde in Schichten von 10 cm eingebracht, festgestampft und nach Fertigstellung dieses Körpers die Arbeit unterbrochen.

Sämmtliche für die Gewölbsherstellung nothwendigen Materialien wurden von der Firma Pittel & Brausewetter unentgeltlich zur Verfügung gestellt.

Am 11. November 1890 wurde an die Betonirung des Bogens geschritten und, um der der Berechnung der statischen Verhältnisse zu Grunde liegenden Annahme des nicht eingespannten Bogens annähernd zu entsprechen, der Beton der Kämpfer von dem des Bogens durch eine Lage Asphaltplatten von 12—15 mm Stärke, 40 cm Höhe und je 50 cm Einzellängen, getrennt.

Der Gewölbebeton bestand aus:

- 1 Volumtheil Radotiner Portland-Cement
- 3 Volumtheilen Donausandes
- 1 Volumtheil Schotterbruch (Kalksteine, bezogen von der Liesing-Kaltenleutgebner Linie).

Derselbe wurde in Schichten von ca. 15 cm Stärke eingebracht, tangentiell zur Leibung festgestampft und wurde von beiden Widerlagern gleichmäßig gegen den Gewölbscheitel vorgeschritten. Als nur mehr ca. 1.5 m in der Mitte frei waren, musste wegen Steilheit der Fugenrichtung das Stampfen senkrecht zu derselben verlassen werden, es wurden horizontale Schichten von ca. 10 cm Höhe gebildet und dieselben in lothrechter Richtung gestampft. Der Gewölbsrücken sowohl, als auch die behufs Abwässerung über den Widerlagern hergestellten Aufsattlungen wurden sodann mit einem Cementgusse überzogen und war die ganze Arbeit um 4 Uhr Nachmittag, nach zehnstündiger Arbeitsdauer beendet.

Die Leistung wurde von 22 Mann (darunter 4 Mann erst von 11 Uhr Vormittag) mit einem Aufwande von 43 Fass Portlandcement à 200 kg vollbracht. Während des ganzen Verlaufes der Betonirung war die Witterung trübe und neblig und betrug die mittlere Tagestemperatur  $+5^{\circ}$  Réaumur.

Die Ausschalung erfolgte am 22. December 1890 und konnten bei derselben keinerlei Setzungen constatirt werden.

Die Erprobung des Gewölbes wurde am 23. Juni 1891 begonnen, es waren dahin seit der Herstellung 224 Tage verflossen, demnach um 14 Tage mehr als zwischen Herstellung und zweiter Erprobungsphase des Monierbogens.

Die behufs Beobachtung der Formänderungen aufgestellten Messvorrichtungen waren dieselben, welche bei den übrigen Gewölbeversuchen Verwendung fanden, nämlich feste Anschlagwinkel und Schiebmaßstäbe mit Nonien.

Beobachtungspunkte waren im Ganzen 10 angeordnet, und zwar 5 pro Gewölbstirne. Hievon befanden sich zwei in den Widerlagerfluchten, einer im Scheitel, einer in der Mitte der belasteten und einer in der Mitte der unbelasteten Hälfte, alle waren genau in der Gewölbsaxe angeordnet.

Als Belastungsmateriale dienten Pauschschienen; dieselben wurden in einzelnen Lagen à 12.700 kg, bzw. 635 kg pro  $m^2$  auf der Wien zugekehrten Gewölbshälfte aufgebracht und wurde am ersten Tage die Belastung bis 5080 kg pro  $m^2$  getrieben. Bei einer Belastung von 2540 kg pro  $m^2$  traten über dem Wiener Widerlager Risse in den Stirnmauern ein, bei 3810 kg pro  $m^2$  zeigte sich 50 cm von der Mitte der belasteten Hälfte gegen den Scheitel gemessen ein in der unteren Leibung beginnender Riss. Die Belastung von 5080 kg wurde zwei Stunden auf dem Gewölbe belassen, sodann eine abermalige Ablesung gemacht, um die Zunahme der Senkung bei dauernder Belastung zu constatiren. Hierauf wurde an die Entlastung geschritten und bei halber und vollkommener Entlastung die Formänderungen beobachtet.

Am 24. Juni 1891 wurden die Beobachtungen bei der Belastung von 5080 kg pro  $m^2$  wieder aufgenommen und bis zu einer Last von 10.322 kg pro  $m^2$  — dem gesammten disponiblen Quantum — fortgesetzt. Nach drei Tagen, am 27. Juni 1891, bis zu welchem Zeitpunkte das Gewölbe der gesammten vorerwähnten Last ausgesetzt war, wurde die Beobachtung wiederholt und nach weiteren drei Tagen, während welcher das Gewölbe vollkommen entlastet worden war, die letzte Ablesung gemacht.

TABELLE B. Stampfbeton-Gewölbe.

Post-Nr.	Größe der Belastung		Mittel der Verschiebungen in mm										Anmerkung
	im Ganzen	per m <sup>2</sup>	Wiener Kämpfer		Mitte der be- lasteten Hälfte		Scheitel		Mitte der unbelastet. Hälfte		Meid- linger Kämpfer		
			v	h	v	h	v	h	v	h	v	h	
1	—	—	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
2	12.700	635	0.0	0.1	0.4	0.1	0.3	0.1	0.1	0.2	0.0	0.2	
3	25.400	1270	0.0	0.1	1.0	0.1	0.7	0.2	0.3	0.3	0.1	0.2	
4	38.100	1905	0.1	0.2	1.6	0.2	1.3	0.3	0.6	0.4	0.1	0.4	
5	50.800	2540	0.2	0.2	2.5	0.4	2.0	0.5	0.9	0.6	0.1	0.7	ad Nr. 5. An der Wiener Seite, rechte Ecke, Riss an der Stirnmauer über 6 und schwächer sichtbar über 1.
6	63.500	3175	0.3	0.2	3.9	0.5	3.0	0.7	1.1	0.9	0.2	1.1	ad Nr. 7. Riss im Gewölbe von Punkt 2 .. 0.4 m gegen die Mitte, von Punkt 7 .. 0.6 m gegen die Mitte.
7	76.200	3810	0.4	0.3	5.5	0.7	4.0	0.9	1.3	1.2	0.2	1.5	
8	88.900	4445	0.6	0.3	7.2	0.9	5.1	1.1	1.6	1.4	0.3	1.8	
9	101.600	5080	0.8	0.2	8.8	1.0	6.2	1.4	2.1	1.7	0.3	2.1	
10	101.600	5080	0.8	0.0	10.3	0.9	7.6	1.5	2.8	1.8	0.2	2.5	ad Nr. 10. Nach 2 Stunden; Punkt 6 in 60 cm Entfernung gegen die Mitte von dem Riss ad 5 ein neuer    laufend. Riss. 1.10 m von Punkt 9 gegen Meidling ein Riss durch die Roll- und 1. Ziegelschaar — 0.3 m von Punkt 5 gegen die Mitte ein Riss durch die Roll- und 5 Ziegelschaaren.
11	50.800	2540	0.7	— 0.1	8.5	0.7	5.9	1.2	2.4	1.5	0.2	2.1	ad Nr. 15. Spuren eines Risses im Kämpfer bei Punkt 6, 1 und 10.
12	—	—	0.5	— 0.4	4.9	0.3	3.5	0.7	1.6	0.8	0.3	1.5	
13	101.600	5080	0.8	— 0.2	10.5	0.7	8.1	1.3	3.2	1.8	0.3	2.5	
14	114.300	5715	1.0	0.0	11.5	0.8	9.2	1.4	3.6	1.9	0.2	2.8	
15	127.000	6350	1.2	0.1	12.7	0.9	10.1	1.5	4.0	2.1	0.4	3.0	
16	139.700	6985	1.3	0.1	14.0	1.0	11.4	1.6	4.5	2.2	0.3	3.4	
17	152.400	7620	1.5	0.1	15.5	0.9	12.8	1.8	5.1	2.4	0.3	3.7	
18	165.100	8255	1.7	— 0.1	17.2	0.8	14.7	1.9	5.9	2.6	0.3	4.2	
19	177.800	8890	1.9	— 0.2	18.7	0.7	16.4	2.0	6.7	2.8	0.2	4.6	
20	206.430	10.322	2.3	— 0.7	23.1	0.3	21.6	2.2	9.0	3.2	0.3	5.7	ad Nr. 20. An der rechten Ansichtsfläche des Gewölbes sind in 1.12, 1.40, 1.61 m Entfer- nung vom Punkt 7 gegen die Mitte — Risse sichtbar, welche von der unteren Lei- bung bis ca. 1/3 der Gewölbstärke reichen. — An der linken Ansichtsfläche dto. 1.40 m von Punkt 2 gegen die Mitte ein Riss sichtbar.
21	206.430	10.322	2.8	— 1.9	29.0	0.0	28.5	2.6	12.5	3.5	0.5	7.2	ad Nr. 21. Abgelesen am 27. Juni 1891.
22	—	—	1.1	— 2.0	16.8	— 0.2	15.9	1.6	7.7	1.8	0.4	4.6	ad Nr. 22. Abgelesen am 30./6. 1891. Die Risse in der Wiener Gewölbehälfte haben sich um ein geringes Maß geschlossen; der Riss über 10 ist deutlich sichtbar geworden.

Hiernach hat sich ergeben, daß die größte Senkung in der Mitte der belasteten Gewölbhälfte 29.0, im Scheitel 28.5 und in der Mitte der unbelasteten Gewölbhälfte 12.5 mm betrug und daß sich diese Senkungen nach der Entlastung auf 16.8, 15.9 und 7.7 mm verringerten.

Auf Grund der beiden Originalaufzeichnungen über die beobachteten Formänderungen wurden in der beiliegenden Tabelle B die Mittelwerthe der absoluten Verschiebung je zweier zusammengehöriger Punkte zusammengestellt. Diese Tabelle wird durch zwei graphische Darstellungen auf Taf. IV ergänzt. Bei der einen (Fig. 2) sind die aufgebrachten Schienenlagen als Abscissen, die zugehörigen Senkungen und Horizontalverschiebungen als Ordinaten in achtfacher Vergrößerung aufgetragen und die Curven gezeichnet, bei der anderen (Fig. 3) wurde die Bogenaxe als Gerade gedacht, auf derselben die fünf Beobachtungspunkte markirt, der von denselben während der Belastungen zurückgelegte Weg in vierfacher Vergrößerung gezeichnet und für charakteristische Belastungsphasen das zugehörige Polygon eingetragen. Fig. 1 zeigt den Versuchsbogen nach Beendigung der Erprobung und sind darin der Ort und die Ausdehnung der entstandenen Risse ersichtlich gemacht.

Um die Ergebnisse der beiden vorstehend geschilderten

Proben richtig zu vergleichen, ist es wohl notwendig, einen Umstand nicht außer Acht zu lassen, der bei der Besprechung des ersten Versuches erwähnt worden ist. Es ist dies die beim Moniergewölbe unter einer Belastung von 9000 kg pro m<sup>2</sup> eingetretene Verschiebung des einen Widerlagers, wodurch die Gewölbswirkung zum größten Theile aufgehoben wurde, so daß zu Ende des Versuches der Monierbogen unter wesentlich ungünstigeren Verhältnissen beansprucht wurde, als das Stampfbetongewölbe, bei welchem die Widerlager standfest geblieben sind und nur unbedeutende elastische Horizontalverschiebungen erfahren haben. Es ist nur diesem Umstande zuzuschreiben, daß das Moniergewölbe sich bei einer Belastung von 9810 kg pro m<sup>2</sup> auf das 10 cm von der inneren Leibung entfernte Sicherungs-Gerüste auflegte, während das Stampfbetongewölbe auch unter der Last von 10.322 kg pro m<sup>2</sup> erst verhältnismäßig geringe Formänderungen erfuhr.

Im Uebrigen ist aus diesen beiden Proben, wenn man ihre Resultate den später mitgetheilten Ergebnissen der Purkersdorfer Versuche entgegenhält, zu erkennen, daß das Vorhandensein der Ueberschüttung und der Stirnaufmauerung wie auch die Art und Weise der Belastung hier günstigere Verhältnisse für das Tragvermögen der Gewölbe herbeigeführt haben.

### B. Objecte im Purkersdorfer Steinbruche.

Referenten: Generaldirectionsrath Ludwig M. Huss und Ober-Ingenieur Alois Fr. Pfeiffer.

(Hiezu die Tafeln V bis X.)

#### a) Beschreibung der Anlagen am Versuchsplatze.

Die Ausführung der 23 m weit gespannten Probegewölbe erfolgte in dem an der Westbahn zwischen der Haltestelle

Oberweidingau und der Station Purkersdorf gelegenen Steinbruche des beh. aut. Civil-Ingenieurs und Bauunternehmers Herrn Sigmund Figdor. Die Anlage des Versuchsplatzes

machte verschiedene Vorarbeiten notwendig, insbesondere die Schotter- und Steinbeseitigung, weiters die Herstellung zweier Weg-Correctionen, sowie endlich die mit der Anlage der Widerlager der Probegewölbe im Zusammenhange stehenden Erd- und Felsarbeiten und die Aufstellung der nöthigen Schutzfriedungen.

Für die Wahl des Versuchsplatzes war vor Allem die unmittelbare Nähe des Steinbruches, sowie der Umstand maßgebend, daß der in demselben vorgefundene Sandstein für die Ausführung des zu erprobenden Bruchsteingewölbes als geeignet befunden wurde, und daß weiters das unmittelbar anschließende, mit der Station Purkersdorf in Verbindung stehende Industriegeleise die Zubringung aller für diese Bauten benötigten Materialsendungen ermöglichte, endlich auch, daß die Beschaffenheit des Terrains sich für den Einbau der Widerlager günstig erwies.

Die Anordnung des Versuchsplatzes war derart, daß gleichzeitig zwei Probegewölben, jeder von 2 m Breite, zur Ausführung kommen konnten. Die Widerlager beider Bögen waren 8·30 m von Mitte zu Mitte abstehend; deren Einbau erfolgte, wie dies aus Tafel V und VI ersichtlich ist, bis zu 7·60 m, bzw. bis zu 7·30 und 7·90 m unter dem Nullpunkte, d. i. 2·9 m, bzw. 2·6 und 3·2 m unter der Baugrubensohle.

Die Anlagen zur Durchführung der Belastungsversuche, welche — gleichwie alle übrigen Herstellungen bei den 23 m weiten Versuchsobjecten — unter der Leitung der obengenannten Referenten nach deren Entwürfen ausgeführt wurden, umfassten:

1. Die Herstellung der seitlichen Sicherungsbauten;
2. den Einbau der Stützpfiler unter den zu brechenden Gewölben, und
3. die Herstellung der Schienenbühnen und der hiermit im Zusammenhange stehenden Arbeits-Plateaux, welche letzteren in Holz ausgeführt wurden.

Die seitlichen Sicherungsanlagen bestanden nach Taf. V. u. VI aus drei, auf insgesamt 24 Pfeilern ruhenden Bogenstellungen von 2 m Spannung, die parallel zur Längsachse der Probegewölbe in der gegenseitigen Entfernung von 7·72 m derart angeordnet wurden, daß die mittlere Bogenstellung zwischen die beiden Probegewölbe zu stehen kam. Die hiedurch geschaffenen Plateaux hatten bei einer Länge von 22 m eine Breite von 3 m (mittlere Bühne), bzw. 1·5 m (äußere Bühnen). Ferner waren unter den Probegewölben je fünf gemauerte, 1 m starke, 2·30 m breite Stützpfiler für den Einbau der Lehr-, bzw. Stützgerüste angeordnet.

Die seitlichen Sicherungsanlagen hatten einen doppelten Zweck zu erfüllen, u. zw.:

1. die Ausführung der Probeobjecte möglichst zu erleichtern, und
2. bei eingetretenem Bruche der Versuchsobjecte mit genügender Sicherheit die aufgebrachte Belastung zu tragen.

Bei dem Bruche erfolgte die Druckübertragung mittelst kräftiger Langschwellen auf über den Pfeilern direct angeordnete Quader, so daß die zwischenliegenden Verspannungsbögen nahezu ohne Belastung blieben. Die Arbeits-Plateaux der Sicherungsanlagen erhielten überstellbare Schutzgeländer und waren alle Vorkkehrungen getroffen, um nach Bedarf eine Erhöhung dieser Plateaux durch eingebaute Holzbühnen zu ermöglichen.

Die Pfeiler der mittleren Bogenstellung waren durchbrochen und gestatteten so einen Durchgang auf die ganze Länge der Sicherungsanlage, wie dies aus Tafel V und VI ersichtlich ist.

Das Lehrgerüste war derart construiert, daß es nicht nur für die Herstellung der Gewölbe diente, sondern während der Durchführung der Belastungsproben durch entsprechende Senkung gleichzeitig auch als Stützgerüste für die zu brechenden Versuchsobjecte in Verwendung genommen werden konnte. Die Lehrgerüste waren aus Bohlenbögen zusammengesetzt und durch Querverbindungen versteift. Das Ausrüsten geschah mittelst Keilen.

#### b) Die Durchführung der Versuche.

Die ausgeführten Versuchsobjecte umfassten: ein Bruchstein-, ein Ziegel-, ein Stampfbeton- und ein Moniergewölbe, sowie eine eiserne Bogenbrücke; alle 5 Objecte mit je 23 m Spannweite.

Die Erprobung der Gewölbe, bzw. des eisernen Bogens geschah durch einseitige, von einem Widerlager bis zum Scheitel des Versuchsobjectes reichende Belastung. Als Belastungsmateriale dienten Eisenbahnschienen, wobei die Uebertragung der Lasten auf das jeweilig zu untersuchende Object durch ein eisernes Belastungsgerüst bewerkstelligt wurde, dessen Ausführung und Aufstellung nach dem vom Herrn Inspector Oscar Meltzer verfassten Entwürfe durch die k. k. Hof-Eisenconstructions-Werkstätte und Brückenbau-Anstalt Ig. Gridl in Wien besorgt wurde. Hiezu war weiches Martin-Flusseisen in Verwendung genommen worden, und betrug das Eisengewicht dieses Gerüsts 14·50 t. Dieses auf Taf. VII dargestellte Belastungsgerüst bestand aus sechs, in gleichen Abständen von 2·25 m befindlichen Jochen, die unten mittelst eines über die Breite des Gewölberückens reichenden Blechträgers aufgelagert und oben durch einen beiderseits consolenartig auskragenden Querträger abgeschlossen waren. Auf die Enden dieser Querträger waren die von Joch zu Joch reichenden Längsträger aufgelegt, welche die zur Aufnahme der Schienenlagen bestimmten hölzernen Langschwellen direct unterstützten. Zwischen den beiden Ständern eines Joches und den erwähnten horizontalen Abschlussträgern wurden kräftige steif ausgebildete Andreaskreuze eingebaut. Horizontale Längsriegel, welche mittelst Schraubenbolzen, denen genügender Spielraum gegeben war, an die Ständer angeschlossen waren, bildeten eine Längsverbinding, welche die verschiedene Senkung der Joche bei der unter der Belastung eintretenden Formänderung des Versuchsbogens nicht behinderte. Aus demselben Grunde ist auch der von Joch zu Joch reichende, steif construierte Windverband an den Anschlusstellen ebenfalls mit Schraubenbolzen an den Stehblechen der Querträger befestigt worden. Durch diese Anordnung, sowie durch die Vermeidung continüirlicher Träger für die Schienenunterstützung wurde erreicht, daß sich die aufgebrachte Belastung in rechnungsmäßig genau bestimmbarer Weise auf die Stützpunkte des Belastungsgerüsts vertheilte.

Sämmtliche tragenden Constructionstheile dieses Gerüsts, wie: Verticalen, Quer- und Längsträger wurden derart dimensionirt, daß bei einer Belastung von  $2 p = 20 t$  per lfd. Meter die festgesetzte Inanspruchnahme von 800 kg per  $cm^2$  nicht überschritten wurde. In dieser für alle Versuchsobjecte ausreichenden Belastung von 20 t war das Eigengewicht des Belastungsgerüsts mitinbegriffen.

Für anzustellende, auf die Formänderung der Versuchsobjecte abzielende Berechnungen schien es wünschenswerth, bei Belastung dieses Gerüsts mittelst Schienen in den einzelnen Auflagerpunkten gleich große Knotenlasten zu erhalten. Um dies zu erreichen, war es notwendig, die einzelnen verschiedenen hohen Joche, welchen verschiednen große Gewichte zukamen, durch Beigabe von Schienen, die an den Querträgern aufzubringen waren, auszubalanciren. Eine solche Ausgleichung mittelst Schienen war wohl bei den Knoten 2, 3, 4, 5 und 6 möglich, jedoch bei dem höchsten, sonach schwersten Ständer (bei 1) aus dem Grunde nicht durchführbar, weil die nöthige große Zahl von Balanceschienen nicht untergebracht hätte werden können. Die Ausbalancirung bezog sich daher blos auf die genannten Knoten, u. zw. unter Zugrundelegung der kleinsten Knotenlast bei 6. Um jedoch den angestrebten Zweck zu erzielen, in allen Knotenpunkten gleich große Lasten zu erhalten, wurde die erste Lage der Schienenbelastung dem Knotengewichte bei 1 entsprechend gewählt.

Die rechnungsmäßig erhobenen Knotengewichte haben demnach betragen:

1. bei den gewölbten Versuchsobjecten (Knotenlasten vom Eigengewichte des Gerüsts [sammt Holz] und den kleinen Auflagerquadern)

$$K_1 \dots \dots \dots = 3 \cdot 43 t$$

(halbe Knotenlast, entspricht einer gleichmäßigen Belastung von  $\frac{2 \times 3 \cdot 43}{2 \cdot 25} = 3 \cdot 05 t$  per lfd. Meter)



$K_2$	.....	=	3·68 t
$K_3$	.....	=	3·28 t
$K_4$	.....	=	2·89 t
$K_5$	.....	=	2·54 t
$K_6$	.....	=	2·00 t
(halbe Knotenlast, Grundlage der Ausbalancirung der Knoten 2, 3, 4 und 5)			
			$\Sigma = 17·82 t$

2) bei dem eisernen Bogen (Knotenlasten vom Eigengewichte des Gerüstes [sammt Holz] und den eisernen Aufsätzen auf den Bogen)

$K_1$	.....	=	3·54 t
(halbe Knotenlast, entspricht einer gleichmäßigen Belastung von $\frac{2 \times 3·54}{2·25} = 3·15 t$ per lfd. Meter Bogen)			

$K_2$	.....	=	3·72 t
$K_3$	.....	=	3·25 t
$K_4$	.....	=	2·87 t
$K_5$	.....	=	2·43 t
$K_6$	.....	=	1·84 t
(halbe Knotenlast, Grundlage der Ausbalancirung der Knoten 2, 3, 4 und 5)			
			$\Sigma = 17·65 t$

Die Ausbalancirung der Knoten 2, 3, 4 und 5 durch Zulegschienen (lang 4·14 à 138 kg) erfolgte wie erwähnt nach der Größe des Knotengewichtes bei 6 bis auf:

$$\begin{aligned} \text{bei 1)} \quad 2 \times 2·00 &= 4·00 t, \\ \text{" 2)} \quad 2 \times 1·84 &= 3·68 t, \end{aligned}$$

welche Belastung bei der Feldweite von 2·25 m einer gleichmäßig vertheilten Last per Meter von:

$$\begin{aligned} \text{bei 1)} \quad 2 p &= \frac{4·00}{2·25} = 1·778 t, \\ \text{" 2)} \quad 2 p &= \frac{3·68}{2·25} = 1·636 t \text{ gleichkommt.} \end{aligned}$$

Der Knotenlast bei 1 entspricht jedoch eine gleichmäßig vertheilte Last:

$$\begin{aligned} \text{bei 1)} \quad \text{von} \quad \frac{2 \times 3·43}{2·25} &= 3·05 t, \\ \text{" 2)} \quad \text{"} \quad \frac{2 \times 3·54}{2·25} &= 3·15 t. \end{aligned}$$

Die Anfangsbelastung (erste Schienenlage) ist demnach derart gewählt worden, daß in den einzelnen Feldern, mit Ausnahme des ersten halben Feldes, nur so viel Schienen aufgelegt wurden, dass die rechnermäßige Belastung per lfd. Meter diesen Grössen gleichkam.

Die Knoten 2 bis incl. 6, die bereits auf 1·778 t, bzw. 1·636 t per Meter ausbalancirt sind, bedingten daher eine Zusatzbelastung von

$$3·050 - 1·778 = 1·272 t, \text{ bzw.}$$

3·150 - 1·636 = 1·514 t per lfd. Meter, welche dadurch bewerkstelligt wurde, daß in jedem, außer dem ersten halben Felde

$$\begin{aligned} \text{für 1)} \quad &\text{nur 12 Schienen} \\ \text{" 2)} \quad &\text{" 15 " (6·638 m lang} \end{aligned}$$

à 235 kg) zur Auflage kamen.

Für die Auflagerung dieses Gerüstes waren auf den jeweilig zu belastenden Versuchsobjecten auf deren ganze Breite mit Quaderplatten abgedeckte Untersätze hergestellt. Bei den verhältnismäßig hohen Ständern 1, 2 und 3 wurden, um eine möglichst gleichmäßige Lagerung der unteren Querträger zu ermöglichen, in der Mitte stärker gehaltene Bleiplatten eingelegt. Eine Regulirung der Höhenlage bei der Montirung war dadurch ermöglicht, daß unter den Auflagern der Längsträger Sägeblätter von der erforderlichen Stärke eingelegt wurden.

Die Arbeiten im Steinbruche bei Parkersdorf wurden am 13. October 1890 begonnen und mit Unterbrechungen bis zum 24. December 1892 fortgesetzt; dieselben erforderten in 485 Arbeitstagen 7144 Tagschichten und wurde für Arbeitslöhne ein Betrag von rund 8800 fl. verausgabt.

Der Zeit nach vertheilten sich die Arbeiten wie folgt:

Im Herbst 1890 wurden der Versuchsplatz vorbereitet und die Baugruben für die Widerlager ausgehoben.

In das Baujahr 1891 (April bis Ende November) fällt die Fundirung und Ausführung der vier Widerlager für die Versuchsgewölbe, die Herstellung der Sicherungsanlage, der Schienenbühnen und der Stützpfeiler unter den Gewölben, sowie endlich die Herstellung des 23 m weiten Bruchstein- und Ziegelgewölbes nebst allen damit im Zusammenhange stehenden Arbeiten. (Tafel VIII.)

Der Aushub aus den Fundamentgruben für die Widerlager bestand größtentheils aus dicht gelagertem Letten mit lose eingebetteten Felstrümmern, bzw. aus grobem Schotter und Sand; bei drei Fundamenten, u. zw. bei den thalseitigen und bei dem westlichen bergseitigen Widerlager wurde in größeren Tiefen gewachsener Fels angetroffen. Mit Rücksicht hierauf war es geboten, die Fundamente der Widerlager bis zu 7·3 m, bzw. 7·6 und 7·9 m unter den Nullpunkt (d. i. 2·6 m bzw. 2·9 und 3·2 m unter der Baugrubensohle) zu führen, in Folge dessen sich ein sehr erheblicher Wasserzudrang in diesen Fundamenten bemerkbar machte, wodurch der Fortschritt der Arbeiten ganz wesentlich erschwert wurde.

Mit der Mauerung der Widerlager war im bergseitigen östlichen Fundamente am 4. Mai 1891 begonnen worden; die Mauerung der übrigen Fundamente erfolgte successive und war dieselbe bei sämtlichen Widerlagern, einschließlich der Aufbringung der großen Kämpferquader, deren Einzelgewicht ungefähr 4500 kg betrug, am 12. Juli beendet. Die Mauerung der Widerlager erfolgte in parallelen senkrecht zur Druckrichtung gelagerten Schichten mit Mörtel aus langsam bindendem Kirchdorfer-Portland-Cement und betrug das durchschnittlich eingehaltene Mischungsverhältnis 1 Raumtheil Portland-Cement (lose eingefüllt) auf 3·5 Raumtheile reschen Sand.

Das zur Mauerung erforderliche Bruchstein-Materiale (mittelharter Sandstein) wurde aus dem der Baustelle zunächst gelegenen Steinbruche beige stellt. Die Steine wurden unmittelbar vor ihrer Verwendung sorgfältigst gereinigt und mit Wasser benetzt.

Gleichzeitig mit diesen Arbeiten wurde auch der Bau der Sicherungsanlage, der Stützpfeiler und der Schienenbühnen betrieben und am 22. August vollendet. Auch hiebei wurde in größeren Tiefen zumeist fest gelagerter Letten mit theilweise lose eingebetteten Felstrümmern als Baugrund vorgefunden, und nur in den Fundamenten der bergseitigen Pfeiler war gewachsener Fels mehrfach zu Tage getreten. Zu dem Mauerwerke dieser Nebenanlagen, dessen Ausmaß rund 500 m<sup>3</sup> betrug, wurde Mörtel aus einem Raumtheil Kufsteiner Roman-Cement und 3, bzw. 3·5 Raumtheilen Sand verwendet.

### 1. Das Bruchsteingewölbe.

Am 12. August wurde mit der Mauerung des Bruchsteingewölbes begonnen und erfolgte der Schluss des Gewölbes am 20. August. Hierzu wurde lagerhafter, mittelharter Sandstein (Steine 1. Kategorie) in Verwendung genommen.

Das Gewölbe (Tafel VIII, Fig. 1 u. 2) hatte 23 m lichte Spannweite und war die innere Leibung nach einem Kreissegmentbogen von 4·6 m Pfeilhöhe (entsprechend einem Radius von 16·67 m) geformt; die Breite des Bogens betrug 2 m. Die Gewölbstärke war im Scheitel mit 0·60 m, in den Kämpferfugen mit 1·10 m bemessen.

Die gesammte Mauerwerksmenge dieses Probegewölbes betrug einschließlich der Aufsätze für das eiserne Belastungsgerüste rund 45 m<sup>3</sup>. Die Mauerung desselben wurde dem Programme entsprechend, mit Mörtel in langsam bindendem Kirchdorfer Portland-Cement mit dem Mischungsverhältnisse von 500 kg Portland-Cement auf 1 m<sup>3</sup> Sand (d. i. 1 Raumtheil Portland-Cement

lose eingefüllt auf circa 2·6 Raumtheile Sand) durchgeführt. Hierbei wurde nur gewaschener, rescher Bausand verwendet.

Die zur Mauerung verwendeten Bruchsteine wurden nur soweit bearbeitet, als es nöthig war, um ein möglichst sattes Anfliegen der Steinflächen auf der Gewölbeschalung zu erzielen; alle übrigen Steinflächen, mit Ausnahme jener an den Gewölbestirnen, wurden rauh belassen.

## 2. Das Ziegelgewölbe.

Die Herstellung des Ziegelgewölbes, von den gleichen Dimensionen wie das oben beschriebene Bruchsteingewölbe, wurde am 31. August begonnen und am 8. September beendet. (Tafel VIII, Fig. 3 u. 4). Hiezu wurden sogenannte Pfeilerziegel (Maschinziegel von großer rückwirkender Festigkeit) verwendet, und wurde hierbei das gleiche Mörtel-Mischungsverhältnis mit demselben Portland-Cemente wie bei dem Bruchsteingewölbe eingehalten. Die Mauerung erfolgte im Verbands nach eigens hierfür angefertigten Schablonen unter Ausführung keilförmiger, durchschnittlich 8 mm starker Mörtelfugen. Die Ziegel wurden gut angehäst vermauert.

Sowohl bei dem Bruchstein- wie auch bei dem Ziegelgewölbe wurde die Mauerung mit Rücksicht auf die stabilen Lehrgerüstungen, bei vorher aufgebrachter Scheitelbelastung, von den beiden Kämpfern aus gegen die Gewölbsmitte gleichzeitig betrieben, der Schluss der Gewölbe erfolgte daher in beiden Fällen im Gewölbsscheitel. Beide Probegewölbe wurden circa sechs Wochen unverrückt auf den Lehrgerüsten belassen und um während der Belastung das Auftreten von Haarrissen constatiren zu können nach erfolgter Ausschalung an den Stirnseiten mit einer dünnen Fettkalk-Puttschicht versehen.

Am 29. September wurde seitens der Brückenbau-Anstalt J. Gridl mit der Aufstellung des Belastungsgerüsts auf dem bereits ausgeschalteten Bruchsteingewölbe begonnen und war dieselbe am 7. October beendet.

Am 12. October erfolgte die Belastung des Bruchsteingewölbes und am 28. und 29. October jene des Ziegelgewölbes, nachdem früher sowohl vor, als nach der erfolgten Ausschalung der Gewölbe, desgleichen nach erfolgter Aufstellung des eisernen Belastungsgerüsts genaue Messungen vorgenommen worden waren.

Beide Probegewölbe wurden unter Aufbringung einer einseitig vom westlichen Widerlager bis zur Gewölbemitte reichenden Belastung zum Bruche gebracht, und zwar betrug die Bruchlast beim Bruchsteingewölbe 6·44 t per 1. Meter Gewölbe,

beim Ziegelgewölbe . 5·87 t „ „ „ „

Mit der Abtragung der Probegewölbe, welche in der Zeit vom 11. bis 25. November erfolgte, wurden die Arbeiten für die Bausaison 1891 zum Abschlusse gebracht.

Ueber die bei den Belastungsproben gemachten Beobachtungen und daraus zu ziehenden Schlussfolgerungen wird später im Zusammenhange berichtet. Hier mögen nur jene Wahrnehmungen mitgetheilt werden, welche beim Abbruche der beiden Probegewölbe gemacht worden sind.

Bei dem Bruchsteingewölbe hat sich mit Ausnahme von der, auf der belasteten Seite zwischen dem 7. und 8. Meter gelegenen Bruchstelle, woselbst im Mauerwerke zerbrochene Steine vorgefunden wurden, im ganzen Steinverbande nirgends ein weiterer Bruch an den Steinen gezeigt; es wurde jedoch durchgehend die Beobachtung gemacht, daß der Mörtel nur an jenen Steinflächen festgehaftet hatte, welche eine raue Berührungsfläche boten, daß dagegen insbesondere an den mit gelblichen Lassen (vermuthlich thonige Verunreinigungen) durchzogenen Steinen während des allerdings sehr kurzen Bestandes der Mauerwerkskörper noch kein genügender Verband des Mörtels eingetreten war. Im Einklange hiermit zeigte sich auch bei jenen Steinen, welche ganz glatte Berührungsflächen besaßen, daß trotz des anscheinend ziemlich festen Anhaftens des Mörtelbandes ein starker Schlag genügte, um dasselbe vom Steine loszulösen. Da sowohl eine sorgfältige Reinigung wie auch eine fleißige Benetzung des Steinmaterials der Mauerung vorausgegangen war, so kann eine

Erklärung dieser Erscheinung nur in dem kurzen Bestande des Mauerwerks, sowie in dem Umstande gesucht werden, daß der verwendete Sandstein, obwohl sonst von bester Qualität, wenig porös gewesen ist.

Behufs weiterer Aufschlüsse wurden aus den abgebrochenen Mauerwerks-Partien mehrere Mörtelproben entnommen, um daraus Druckkörper (Würfel von 5 cm Kantenlänge) anzufertigen. Desgleichen wurden von den bei diesem Gewölbe verwendeten Bruchsteinen sechs Stück Druckwürfel mit 10 cm Seitenlänge und sechs Stück Druckstäbe mit den Dimensionen von 25 × 9 × 9 cm angefertigt. Ueber die damit von Herrn Professor R. Böck angestellten Proben wird später berichtet (siehe Capitel IV).

Bei dem Abbruche des Ziegelgewölbes hat sich sowohl am Kämpfer wie an der eingetretenen Bruchstelle auf der unbelasteten Seite des Gewölbes, woselbst schon während der zunehmenden Belastung ganz erhebliche Rissbildungen bemerkt wurden, gezeigt, daß auf der Druckseite ganze Ziegelschaaren auf die volle Gewölbsbreite zerbrochen und total zerdrückt waren. Es wurde hierbei weiters die Beobachtung gemacht, daß überall dort, wo an dem Gewölbe Zugrisse entstanden waren, sich das Mörtelband von der angrenzenden Ziegelschaar losgelöst hatte, ohne daß an den Steinen selbst irgend welche Brüche bemerkt werden konnten.

Nach einer viermonatlichen Pause während des Winters 1891/92 wurden die Arbeiten am 1. April 1892 wieder aufgenommen und am 23. December 1892 mit der Räumung des Platzes zum Abschlusse gebracht. Während dieses zweiten Baujahres wurden die nachstehend beschriebenen 3 Objecte zur Ausführung und Erprobung gebracht:

## 3. Das Stampfbetongewölbe.

Innerhalb der Zeit von 1. bis 25. April 1892 wurden die für die Herstellung des Stampfbetongewölbes nöthigen Vorbereitungsarbeiten bewerkstelligt. Dieselben bestanden in der Herstellung der nöthigen Hilfsgerüstungen für die Beibringung des Sand- und Schottermaterials; in der Instandsetzung des Lehrgerüsts, sowie in der Herstellung der seitlichen Schalungen und der Schablonirung für die einzuhaltenden Beton-Mischungsverhältnisse und in der Herstellung der Arbeitsböden; gleichzeitig hiemit erfolgte die Waschung des für die Beton-Bereitung nöthigen Sand- und Schottermaterials, sowie auch dessen theilweise Deponirung auf den Arbeitsböden.

Bei der Anlage der Arbeitsböden wurde vor Allem der Anforderung Rechnung getragen, möglichst viele Angriffsstellen zu schaffen und die rasche Ausführung des Gewölbes thunlichst zu fördern. Um dies zu ermöglichen, wurde durch Benützung der thalseitigen und mittleren Sicherungsanlagen eine Arbeitsbühne von 22 m Länge und nahezu 10 m Breite über dem herzustellenden Gewölbe gebildet und wurde, soweit dies die bestehenden Platzverhältnisse gestatteten, das nöthige Sand- und Schottermaterial auf dieser Bühne deponirt. Ein zweiter Arbeitsboden war am thalseitigen östlichen Widerlager angelegt, woselbst gleichfalls das für die untere Gewölbe-Partie erforderliche Sand- und Schottermaterial vorbereitet wurde; ebenso waren an verschiedenen Punkten bereitstehende Behälter schon vorher mit Wasser gefüllt worden.

Das Gewölbe erhielt dieselben Dimensionen wie die übrigen Probegewölbe (23·0 m Spannweite, 4·6 m Pfeilhöhe, 2·0 m Breite) und eine durchaus gleiche Stärke von 0·70 m.

Die Ausführung des Gewölbes erfolgte auf Grund des von der Betonbau-Unternehmung Pittel & Brausewetter hierfür ausgearbeiteten Planes (siehe Tafel VIII, Fig. 5 und 6) in Beton von drei verschiedenen Mischungsverhältnissen, u. zw. 1 : 2, 1 : 5 und 1 : 8 und mit an den Kämpfern eingelegten Asphaltplatten. Hierbei wurden die Mischungsverhältnisse 1 : 2 und 1 : 5 stets an der inneren, bzw. äußeren Gewölbsleitung an jenen Stellen, wo in Folge einer einseitigen Belastung Zugspannungen auftreten, angewendet, während der eigentliche Kern des Gewölbes aus Beton vom Mischungsverhältnis 1 : 8 gebildet wurde.

Der Gewölbe-Ausschuss war jedoch der Meinung, daß es vorzuziehen gewesen wäre, das Probegewölbe aus Beton mit

einem einheitlichen Mischungsverhältnisse herzustellen, musste aber von diesem Vorhaben absteigen, nachdem die ausführende Firma sich nur unter der Bedingung zur kostenfreien Herstellung des Gewölbes bereit erklärte, wenn die von ihr vorgeschlagenen Mischungsverhältnisse zugelassen würden.

Zur Betonbereitung wurde mittel-bindender Portland-Cement von M. Hergert in Radotin bei Prag verwendet. Der Schlägelschotter (mittelharter Sandstein, grösste Dimension 3 cm), wurde aus dem der Baustelle zunächst gelegenen Steinbruche beige stellt; desgleichen erfolgte die Gewinnung des Sand- und Rieselschotter-Materials in unmittelbarer Nähe der Baustelle. Sowohl der Schlägelschotter wie auch der Sand- und Rieselschotter wurden vor ihrer Verwendung einer sorgfältigen Waschung unterzogen. Außerdem wurden noch für die Mischungen von 1 : 2 seitens der Betonbauunternehmung circa 6 m<sup>3</sup> Donausand (sogenannter Pflasterer-Sand) beige stellt.

Die vorangeführten Materialien wurden bei den zur Anwendung gebrachten Mischungsverhältnissen in nachfolgender Weise vertheilt, u. zw.:

Für das Mischungsverhältnis 1 : 2

1	Raumtheil Portland-Cement (lose eingefüllt)
$\frac{1}{2}$	" Rieselschotter
$\frac{1}{2}$	" Schlägelschotter
1	" Sand.

Für das Mischungsverhältnis 1 : 5

1	Raumtheil Portland-Cement (lose eingefüllt)
$\frac{1}{2}$	" Rieselschotter
$\frac{1}{2}$	" Schlägelschotter
2	" Sand.

Für das Mischungsverhältnis 1 : 8

1	Raumtheil Portland-Cement (lose eingefüllt)
3	" Rieselschotter
2	" Schlägelschotter
3	" Sand.

Bei der Herstellung des Gewölbes, die am 23. April erfolgte, standen vier Mischpartien in Verwendung, u. zw. bei Beginn der Herstellung drei auf dem oberen Arbeits-Plateau und eine auf dem Arbeitsboden zunächst des ostwärts gelegenen thalseitigen Widerlagers, ferner zwei Stampfpartien unter der Aufsicht je eines Polieres. Die Betonirung wurde von den beiden Kämpfern aus gleichzeitig fortschreitend gegen den Gewölbs Scheitel betrieben, woselbst der Schluss des Gewölbes erfolgte.

Bei Beginn der Betonirung wurde zuerst an den beiderseitigen Kämpfern Beton im Mischungsverhältnisse 1 : 8 auf die Gewölbschalung gebracht und auf eine Gewölbslänge von 3.18 m in der vollen Gewölbsbreite von 2.0 m bis zur Stärke von 0.56 m schichtenweise festgestampft. Hierauf wurde Beton im Mischungsverhältnisse 1 : 5 in der Stärke von 0.14 m und auf 3.29 m Länge wieder in der vollen Gewölbsbreite eingestampft. Die Zubringung des Betons für die dem östlichen Widerlager zunächst gelegene Gewölbspartie erfolgte von der dortselbst angeordneten Mischbühne, während die am westlichen Widerlager gelegene Gewölbspartie von dem oberen Mischboden aus bedient wurde. Nachdem solcher Art das Gewölbe auf eine Länge von 3.18 m (in der unteren Gewölbsleibung gemessen) auf die volle Gewölbsstärke von 0.70 m fertiggestellt war, wurde beiderseits im Anschlusse hieran Beton im Mischungsverhältnisse von 1 : 5 auf die Gewölbschalung auf 2.57 m Länge, 2.0 m Breite und 0.14 m Stärke gebracht und festgestampft.

Nach erfolgter Stampfung und Ausgleichung wurde hierauf Beton im Mischungsverhältnisse 1 : 8 auf dieselbe Länge in der Stärke von 0.42 m auf die ganze Gewölbsbreite schichtenweise festgestampft und nachdem auch diese Schichte wieder abgeglichen war, kam hierauf Beton im Mischungsverhältnisse 1 : 2 auf die gleiche Länge und Breite in der Stärke von 0.14 m zur Verwendung, wodurch die volle Gewölbsstärke erzielt wurde. Die Stampfung selbst erfolgte stets tangential zur Gewölbsleibung.

Ähnlich gestaltete sich nun der weitere Vorgang bei der Herstellung dieses Gewölbes, indem stets die verschiedenen Mischungsverhältnisse schichtenweise eingestampft und dann abgeglichen wurden, bis endlich im Gewölbs Scheitel der Schluss des Gewölbes durch die beiderseits gleichmäßig fortschreitenden Stampfpartien erfolgte. Die Zubringung des Betons zu beiden Arbeitsstellen geschah nach Fertigstellung des untersten 3.18 m langen Gewölbstückes nur mehr von der oberen über der Sicherungsanlage angebrachten Mischbühne mittelst Holzschläuchen. Die Untersätze für das eiserne Belastungsgerüste in der westlichen Gewölbshälfte wurden gleichzeitig mit der fortschreitenden Betonirung des Gewölbes hergestellt. Hierzu wurde Beton im Mischungsverhältnisse von 1 : 8 verwendet.

Die Betonirung wurde vom Beginn an bis zum Schlusse des Gewölbes ohne Unterbrechung betrieben, so daß die in verschiedenen Mischungsverhältnissen hergestellten Betonschichten in vollkommen bindungsfähigem Zustande aufgebracht wurden. Noch ist zu erwähnen, daß die seitlichen Schalwände durch entsprechende Querversteifung und Abstützung gegen ein seitliches Ausweichen gesichert waren, und daß ferner zwischen den eingelegten Schalhölzern kleine Spielräume belassen waren, damit nicht durch deren Anquellung eine die Abbindung des Betons störende Druckwirkung eintreten konnte.

Gleichzeitig mit der Herstellung des Gewölbes erfolgte auch die Anfertigung von Probekörpern aus Beton von den in Verwendung gekommenen verschiedenen Mischungen behufs späterer Prüfung derselben auf Druckfestigkeit. Die Cubatur des ganzen Gewölbes einschliesslich der Untersätze für das eiserne Belastungsgerüste hat rund 38.0 m<sup>3</sup> betragen.

Das fertiggestellte Gewölbe war vom Tage der Herstellung an durch volle zwei Monate hindurch auf dem Lehrgerüste ohne Lüftung belassen worden. Die Belastungsprobe wurde drei Wochen nach der Ausschalung vorgenommen. Während der ganzen Zeit wurde das Gewölbe fleißig begossen und durch entsprechende Abdeckung von der Einwirkung der Sonne geschützt.

Sofort nach der Ausschalung des Gewölbes und Entfernung der seitlichen Schalwände wurden die Gewölbsstirnen mit einer feinen Fettkalk-Putzschichte versehen und nachdem die Aufbringung der Unterlagsquader für das eiserne Belastungsgerüste beendet war, erfolgte die Aufstellung und Ausbalancirung dieses Gerüsts. Am 18. und 19. Juli wurden die Belastungsversuche an diesem Probegewölbe durchgeführt, nachdem vorher analog wie bei dem Bruchstein- und Ziegelgewölbe die genauen Messungen vor und nach erfolgter Ausschalung des Gewölbes, desgleichen nach erfolgter Aufstellung des eisernen Belastungsgerüsts vorgenommen worden waren.

Ueber die Resultate der Probelastung, die in ganz übereinstimmender Weise wie bei dem Bruchstein- und Ziegelgewölbe mittelst Eisenbahnschienen durchgeführt wurde, wird später berichtet. Der Bruch des Gewölbes erfolgte unter einer einseitigen Last von 7.24 t per laufenden Meter Gewölbe.

Der Abbruch des Stampfbetongewölbes hat interessante Aufschlüsse über das Verhalten derartiger Gewölbe geboten. Vor Allem wurde hiebei die Beobachtung gemacht, daß der Beton überall dort, wo die verschiedenen Mischungsverhältnisse aneinander grenzten, unter der Einwirkung kräftig geführter Schläge in regelmäßig brechende Platten gespalten werden konnte, wobei die Bruchflächen gleichzeitig auch die Trennungsflächen der einzelnen Schichten gebildet haben. Solcher Art lösten sich daher die an der äußeren und inneren Gewölbsleibung angeordneten Betonschichten, deren Herstellung im Mischungsverhältnisse von 1 : 2 und 1 : 5 stattgefunden hatte, von dem im Mischungsverhältnisse 1 : 8 hergestellten eigentlichen Gewölbskerne. Es ist diese Erscheinung umso auffällender, als die Einbringung der Betonschichten im steten Zusammenhange und in vollkommen bindungsfähigem Zustande erfolgte. Die Annahme, daß möglicher Weise an einzelnen Stellen des Versuchsbogens die in verschiedenen Mischungsverhältnissen eingebrachte Betonmasse an den Berührungsfächen der einzelnen Schichten theilweise abge bunden war, ist einerseits mit Rücksicht auf die

sorgfältige Herstellung des Probegewölbes gänzlich ausgeschlossen und andererseits auch dadurch entkräftet, daß diese auffallenden Erscheinungen sich im ganzen Objecte zeigten.

Es kann daher dieses Bestreben zur Bildung von Trennungsflächen nur der Anwendung verschiedener Mischungsverhältnisse zugeschrieben werden. Obwohl die Verwendung verschiedener Betonqualitäten in einer, den auftretenden Beanspruchungen entsprechenden Anordnung theoretisch als ganz richtig und auch praktisch als ausführbar bezeichnet werden muss, so veranlasst doch das besprochene Verhalten zu der Erwägung, ob bei Herstellung von Stampfbetongewölben nicht ein einheitliches Mischungsverhältnis vorzuziehen wäre.

Weiters wurde bei dem Abbruche die Beobachtung gemacht, daß trotz der großen Vorsicht, welche bei der Betonirung angewendet wurde, und trotzdem ferner vom Tage der Herstellung bis zur Erprobung des Versuches nahezu drei Monate verstrichen waren, an einzelnen Stellen des Gewölbes Partien vorgefunden wurden, woselbst der Beton nicht genügend abgebinden und nicht jene Festigkeit erlangt hatte, wie dies an anderen Stellen bei einem und demselben Mischungsverhältnisse erhoben wurde. Ersteres war speciell an der Bruchstelle in der westlichen, belasteten Gewölbshälfte (zwischen dem 7. und 8. Meter vom Kämpfer gegen den Gewölbscheitel) der Fall, woselbst durch den darüber angeordneten Arbeitsboden die directe Sonneneinwirkung abgehalten war, in Folge dessen im inneren Kern des Gewölbes noch große Feuchtigkeit beobachtet werden konnte, während die Bruchstelle in dem östlichen, unbelasteten Gewölbs-theile (zwischen dem 6. und 7. Meter vom Kämpfer gegen den Gewölbscheitel), woselbst die Abdeckung des fertiggestellten Gewölbes nur durch auf der oberen Leibung aufgelegte Bretter stattfand, keine abnormale Erscheinung zeigte, da sowohl die beiden Randschichten, wie auch der eigentliche Kern des Gewölbes vollständig erhärtet waren.

Die an den Widerlagern zwischen den Kämpferquadern und der eingebrachten Betonmasse angeordneten Asphaltplatten zeigten keine wesentlichen Deformationen.

#### 4. Das Moniergewölbe.

Innerhalb der Zeit vom 23. April bis 1. Juni wurden die Vorarbeiten für die Ausführung des Moniergewölbes bewirkt, u. zw. die Instandsetzung des Lehrgerüsts und Errichtung eines Reißbodens; die Herstellung eines Hebeegerüsts für die Ueberstellung der großen Kämpferquader an den bergseitigen Gewölbs-Widerlagern, die Adaptirung der Widerlager für den Einbau des Betonkörpers und die Herstellung der seitlichen Gewölbs-Schalungen. Die Ueberstellung der großen Granitquader, deren Abnahme durch die Adaptirung der Widerlager für das Monier-Gewölbe bedingt wurde, war mit großen Schwierigkeiten verbunden, da diese Steine ein Einzelgewicht bis zu 4500 kg besaßen und auf eigens hiezu hergestellten Gerüsten circa 4—5 m hoch gehoben und seitlich deponirt werden mussten.

Nachdem diese Steine von den Widerlagern abgenommen waren, wurde das Mauerwerk, soweit dies der Einbau der Betonkörper bedingte, und wie dies aus Tafel VIII, Fig. 7 und 8 ersichtlich ist, abgebrochen und entsprechend neu hergestellt; hierauf erfolgte die Ausführung der seitlichen Schalungen, sowie die Herstellung der nöthigen Hilfsgerüstungen für die Betonzubringung. Bei der Anlage dieser Gerüstungen wurde vor Allem darauf Rücksicht genommen, dass die Zubringung des Betons an möglichst vielen Stellen unbehindert erfolgen konnte.

Die gesammte für die Betonirung erforderliche Sandmenge (40 bis 45 m<sup>3</sup>) wurde, wie bei der Herstellung des Stampfbetongewölbes auf den Plattformen der erwähnten Sicherungsanlagen deponirt, ebenso wurde ein daselbst aufgestellter Behälter schon frühzeitig mit Wasser gefüllt.

Die beiden Einlagegitter für den Monier-Bogen bestanden aus Rundeisenstäben von 28·2 m Länge und 14 mm Dicke als Längs- und aus 2·0 m langen, 7 mm dicken Rundstäben als Querverbindungen; die Maschenweite an diesen Eisengittern betrug 6·5 cm. Die Verbindung der Stäbe erfolgte mit doppeltem Draht.

Die Herstellung des aus Tafel VIII, Fig. 7 und 8 ersichtlichen unteren Drahtgitters geschah direct auf der Gewölbschalung, während das obere Tragnetz außerhalb derselben auf die ganze Länge stehend geflochten wurde.

Gleich den übrigen Probegewölben erhielt auch das Moniergewölbe 23·0 m Spannweite, 4·6 m Pfeilhöhe und 2·0 m Gewölbbreite. Die innere Gewölbsleibung entsprach einem parabolischen Bogen. Die Gewölbsstärke hat an den Kämpfern 0·60 m und im Scheitel 0·35 m betragen. Die Ausführung des Gewölbes erfolgte auf Grund des von der Betonbau-Unternehmung G. A. Wayß & Co. hiefür ausgearbeiteten und vom Ausschusse genehmigten Planes im einheitlichen Mischungsverhältnisse von einem Raumtheile Portland-Cement (lose eingefüllt) und drei Raumtheilen Sand. Zur Betonbereitung wurde langsam bindender Portland-Cement aus dem Cementwerke Podol bei Prag und Donausand (sogenannter Pflasterersand) verwendet.

Die Herstellung des Gewölbes erfolgte am 2. Juni bei ziemlich veränderlicher Witterung und waren bei Beginn der Arbeiten zwei Poliere und 43 Hilfsarbeiter in Verwendung. Bei der Betonirung des Gewölbes waren vier Misch- und vier Stampfpartien gleichzeitig in Thätigkeit. Nachdem die Widerlagskörper so weit hergestellt waren, daß mit der Einbetonirung des unteren Tragnetzes begonnen werden konnte, wurde das auf der Gewölbe-Schalung liegende Drahtgeflecht, welches mit seinen Enden circa 1·80 m tief in die Betonkörper der Widerlager reichte, durch auf die Schalung gelegte kleine Schottersteine in einer Entfernung von circa 5 bis 6 cm von derselben gehoben, worauf der eingebrachte Beton möglichst gut durchgestoßen und derart festgestampft wurde, daß sich nirgends Hohlräume bilden konnten und das Traggitter auf allen Stellen gleichmäßig aufgelagert war. Nunmehr wurde die Betonirung des Gewölbes von vier Angriffsstellen begonnen, und zwar von den beiden Kämpfern und von der Mitte jeder Gewölbshälfte gegen den Scheitel; es erfolgte somit der Gewölbschluss gleichzeitig an drei Stellen nämlich in der Mitte der Gewölbshälften und am Gewölbscheitel.

Der eingebrachte Beton wurde hiebei auf die ganze Gewölbsbreite in Schichten von circa 15 cm Höhe radial festgestampft und der ganze Kern des Gewölbes bis zu einer Stärke von etwa 8 cm unter der oberen Gewölbsleibung hergestellt. Hierauf erfolgte die Einbringung des oberen bereitstehenden Tragnetzes im Gewichte von circa 1200 kg, wobei 60 Hilfsarbeiter gleichzeitig in Verwendung kamen. Nachdem dieses Netz in seiner ganzen Länge gleichmäßig auf die fertiggestellte Betonmasse aufgelegt und entsprechend fixirt worden war, erfolgte dessen Einbetonirung und damit die Fertigstellung des Gewölbes. Schließlich wurden noch die Untersätze für das eiserne Belastungsgerüste in der westlichen Gewölbshälfte ausgeführt und hierauf das ganze Gewölbe mit einer feinen Portland-Cement-Mörtelschichte abgeglichen. Hiebei waren, um die Dimensionirung des Gewölbes dem Ausführungs-Plane entsprechend herstellen zu können, die seitlichen Schalungen derart angeordnet, daß dieselben der oberen Gewölbsleibung entsprachen, so daß die Abgleichung auf die ganze Gewölbsbreite durch Abzugbretter erfolgen konnte.

Gleichzeitig mit der Herstellung des Gewölbes erfolgte auch die Anfertigung der Probekörper aus den bei der Betonirung in Verwendung genommenen Mischungen behufs Durchführung der Festigkeitsproben. Der Bogen wurde dann noch mit einer 0·15 m starken Sandschichte überdeckt und dieselbe mit Wasser angefeuchtet, um hierdurch eine möglichst gleichmäßige Erhärtung des Betons zu erzielen und denselben vor der Einwirkung zu starker Sonnenhitze zu schützen. Die Cubatur des ganzen Gewölbes einschliesslich der Betonkörper an den Widerlagern und der Untersätze für das eiserne Belastungsgerüst hat 38 m<sup>3</sup> betragen.

Die Ausschalung des Gewölbes erfolgte am 29. und 30. Juli; dasselbe war sonach vom Tage der Herstellung an durch nahezu zwei Monate ohne Lüftung auf dem Lehrgerüste belassen worden. Vorher und zwar schon nach etwa vier Wochen hatte man die



seitliche Schalung sowohl am Gewölbe wie auch an den Widerlagskörpern entfernt, um eine möglichst gleichmäßige Erhärtung des Betons zu erzielen. In der Zeit vom 1. bis 5. August, also unmittelbar nach Ausschalung des Gewölbes, wurden dessen Stirnflächen mit einer feinen Portland-Cement-Mörtelschicht versehen und die Belastungsquader versetzt, worauf die Aufstellung des eisernen Belastungsgerüsts erfolgte.

Die Belastungsprobe wurde am 25. und 26. August durchgeführt und ebenso wie bei den übrigen Versuchsobjecten genaue Messungen vorgenommen. Der Bruch des Gewölbes erfolgte bei einer einseitigen Belastung von  $12.70 t$  per laufenden Meter Gewölbe. Nach erfolgter Entlastung des Bogens beobachtete man eine Hebung desselben um circa  $55 mm$ ; beim Abbruche des Gewölbes zeigte sich schon bei dem Abbossiren der oberen Schichte des Betons bis zum ersten Tragitter, daß derselbe von außerordentlicher Härte war und nur mittelst Steinmetzwerkzeug abgearbeitet werden konnte. Das obere Tragitter war an den Bruchstellen des Gewölbes stark verbogen, sonst aber unversehrt. Der Beton haftete an den Eisenstäben ungemein fest und war an den letzteren nirgends eine Rostbildung bemerkbar.

Nachdem das obere Tragnetz freigelegt war, wurden die auf die ganze Gewölblänge durchgehenden Rundeisenstäbe an den Kämpfern abgehauen, die Maschen gelöst und die so frei gewordenen Lang- und Querstäbe entfernt. Der weitere Abbruch gestaltete sich besonders schwierig, denn trotz Anwendung von Eisenkeilen und schweren Schlägeln schritt die Arbeit sehr langsam vor, weil die gebrochenen Betonstücke sich nur schwer aus dem unteren Tragnetze lösten.

Nach Beseitigung des zertrümmerten Betonkörpers wurde an das Abhauen des unteren Eisentraggitters geschritten, dessen Loslösung und Beseitigung in derselben Weise wie bei dem oberen Tragnetze erfolgte. Die Eisenstäbe dieses Gitters waren stark verbogen, aber nicht verletzt, obwohl mit Rücksicht auf die zu Tage getretenen auffallenden Brucherscheinungen des Gewölbes mit Bestimmtheit angenommen werden muss, daß die eingebetteten Eisenstäbe starken Deformationen unterworfen waren.

##### 5. Der eiserne Bogenträger.

Als letztes Object gelangte ein eiserner Bogen mit Kämpfergelenken von  $23.0 m$  Spannweite aus weichem Martin-Flusseisen, ausgeführt durch die k. k. Hof-Eisenconstructions-Werkstätte und Brückenbau-Anstalt Ig. Gridl zur Erprobung. Die statische Berechnung dieses Bogens und die Ausarbeitung der bezüglichen Detailpläne besorgte Herr Inspector Oscar Meltzer. (Tafel IX. und X.) Der Berechnung, welche im „Anhang“ ausführlich mitgeteilt wird, lagen folgende Voraussetzungen zu Grunde:

Als Stützweite des Bogenträgers wurde die Lichtweite der Unterbau-Versuchsgewölbe von  $23 m$  gewählt. Der Pfeil des Bogens, in der Trägerachse gemessen, betrug  $4.556 m$ , und war dieser derart bestimmt, daß die lichte Pfeilhöhe im Scheitel mit  $4.60 m$  eingehalten blieb. Die Achse des Bogenträgers war ein Polygonzug, dessen Ecken auf einer Parabel mit dem Parameter  $p = \frac{11.50^2}{4.556} = 29.0276 m$  lagen.

Die Polygonform der Träger wurde der leichteren und bequemer Anarbeitung halber angewendet.

Der Abstand der beiden Bogenträger betrug von Mitte zu Mitte  $1.80 m$ ; dieselben waren als Vollwandträger ausgebildet und bestanden aus  $320 mm$  hohen,  $10 mm$  starken Stehblechen, ferner aus vier Gurtwinkleisen  $\frac{80.80}{10}$ , und aus  $200 mm$  breiten und

$8 mm$  starken Gurtlamellen. Von letzteren erschienen an der stärkst beanspruchten Stelle je drei im Obergurte und ebenso viele im Untergurte angeordnet. Für die getroffene Wahl der Trägerhöhe waren die gestellten Bedingungen maßgebend, daß bei einer einseitigen Nutzlast per Meter Träger von  $p = \frac{3.0 t}{2}$  (das Gewicht des eisernen Belastungsgerüsts mit eingerechnet), das Material

eine rechnungsmäßig erhobene Inanspruchnahme von circa  $750 kg$  per  $cm^2$  erleiden sollte, und daß die Bogenträger beim Aufbringen des zur Verfügung gestandenen Schienen-Belastungsmaterials, d. i. circa  $2 p = 18 t$  per Meter, eine dieselben sicher zerstörende Beanspruchung erfahren sollten. Die Verbindung beider Bogenträger war durch kräftige Querverbindungen und überdies, um die seitliche Steifigkeit der beiden Träger zu erhöhen, durch einen in der Bogenachse angreifenden steifen Windverband bewerkstelligt.

Zur Herstellung dieses Bogens wurde weiches Martin-Flusseisen, bezw. für die Lager Martin-Flussstahl in Verwendung genommen, und zwar betrug der gesammte Materialbedarf:

- a) Martin-Flusseisen . . .  $15.627 kg$
- b) Martin-Flussstahl . . .  $3.940 "$
- c) Blei . . .  $222 "$

In werktätiger Weise unterstützte hiebei Herr Ober-Ingenieur Sigm. Wagner, Chef-Ingenieur der Firma Ig. Gridl, die Durchführung dieser Arbeiten; dieselben wurden in der folgenden Reihenfolge vorgenommen. Gleich nachdem die Abtragung des Stampfbetongewölbes bewerkstelligt war, wurde die Herstellung des Montierungsgerüsts am 11. August begonnen und am 18. August beendet. Um für die Montierung des eisernen Bogens, mit Rücksicht auf dessen Höhenlage, den nöthigen Spielraum zu gewinnen, musste hiebei das als Stütze in Verwendung genommene Lehrgerüste vorher abgetragen werden, in dem die eingelegten Verstärkungshölzer entfernt und nur die reinen Tragbögen belassen wurden, welche direct auf das Mauerwerk der unter dem Gewölbe angeordneten Stützpfeiler gelagert wurden.

Die Herstellung des Gerüsts erfolgte zwischen der thalseitigen und mittleren Sicherungsanlage auf die volle Breite von circa  $5.40 m$  und war dasselbe mit den nöthigen Schutzgeländern versehen; auch wurden durch die Anwendung des breiten Gerüsts noch weitere seitliche Einbauten erforderlich, um den Transport der schweren Eisenbestandtheile, sowie die Durchführung der Montierung zu ermöglichen.

Am 23. August wurde die Montierung des eisernen Bogens begonnen und konnte in Folge der ungünstigen Witterungsverhältnisse die gesammte Montierungsarbeit erst am 20. September vollständig beendet werden. Gleichzeitig wurden die Gelenklager in die großen Kämpferquader der beiden Widerlager eingearbeitet, welche Arbeit eine ungemein zeitraubende war, 35 Steinmetzgehilfen-Tagschichten und die Schärfung von 1722 Stück Spitz-eisen erforderte. Hierauf erfolgte die Beseitigung des Montierungsgerüsts, die Instandsetzung des Unterstützungsgerüsts für den eisernen Bogen zur Sicherung beim eintretenden Bruch, die Aufstellung der Messapparatständer, die Ausbalancirung des eisernen Belastungsgerüsts, sowie die Durchführung aller mit der bestehenden Belastungsprobe im Zusammenhange stehenden anderweitigen Vorbereitungsarbeiten.

Innerhalb der Zeit vom 29. September bis inclusive 1. October wurde die Erprobung dieses Versuchsbogens durchgeführt und erfolgte dieselbe wie bei den bisher abgeführten Versuchen durch die Aufbringung einer vom westwärts gelegenen Kämpfergelenke bis zur Bogenmitte reichenden, einseitigen Belastung mittelst Eisenbahnschienen in derselben Weise, wie dies früher erwähnt wurde. Am 29. September, d. i. am ersten Tage der stattgehabten Erprobung, waren per laufenden Meter  $7.758 t$ , d. i. ein Gesamtgewicht von  $87.277 t$  aufgebracht. Hierauf erfolgte die Entlastung in ähnlicher Weise, wie dies bei den übrigen bereits durchgeführten Versuchen der Fall gewesen ist. Am 30. September wurde der Bogen neuerdings belastet bis ein Gesamtgewicht von  $156.768 t$  aufgebracht war, was eine so bedeutende Durchbiegung zur Folge hatte, daß die  $\frac{25}{30} cm$  starken Kanthölzer auf der Sicherungsanlage ausgetauscht und durch Pfosteneinlagen ersetzt werden mussten. Die Formänderung des Bogens zeigte sich aber noch immer als eine ganz gesetzmäßige und waren an keiner Stelle auffallende locale Deformationen oder Anzeichen von Rissen bemerkbar.

Nachdem die vorangeführte Last die ganze Nacht hindurch auf dem Objecte verblieben war, wurde am folgenden Tage die Schienenaufbringung fortgesetzt, worauf bei fortschreitender

Belastung an der unbelasteten Bogenhälfte eine erhebliche seitliche Ausknickung der Construction stattfand; die genauen Erhebungen ergaben jedoch, daß der Bogen an keiner Stelle gerissen und keine Niete abgescheert war. In Folge dessen musste von einer weiteren Belastung Umgang genommen werden, nachdem per laufenden Meter  $15 \cdot 259 t$ , bzw. eine Gesamtlast von  $175 \cdot 478 t$  aufgebracht war.

Noch am selben Tage wurde mit der Abräumung der Schienenbelastung begonnen und war die gänzliche Entlastung des Bogens am 5. October beendet. Innerhalb der Zeit vom 6. bis 11. October erfolgte die Herstellung des Gerüsts für die

Abmontirung des Eisenbogens, und wurde letztere selbst in der Zeit vom 11. bis 17. October bewerkstelligt. Hiemit waren die Belastungsversuche im Steinbruche zu Purkersdorf zum Abschlusse gebracht und wurde hierauf bis Ende December 1892 der Versuchsplatz geräumt.

Zu erwähnen ist schliesslich, dass die k. k. Eisenbahn-Betriebs-Direction Wien, das k. k. Bahnerhaltungs-Inspectorat Wien, die k. k. Bahnerhaltungs-Section Wien I und das k. k. Bahn-Betriebsamt in Purkersdorf, im Bereiche ihrer Wirksamkeit, der Ausführung der gesammten Arbeiten die weitgehendste Unterstützung zugewendet haben.

### III. Messung aller Formänderungen der Versuchsobjecte.

Referent: Baurath dipl. Ing. Lauda.

(Hiezu Tafel XI bis XVII.)

Die bei den Belastungsproben angestellten Messungen umfassten:

1. Die Messung der verticalen und horizontalen Verschiebungen einzelner Punkte der Bogenmittellinie und der Widerlager in Bezug auf außerhalb des Objectes gelegene Festmarken;

2. die Messung der Winkelverdrehungen einzelner Bogenquerschnitte;

3. die Erhebung der Temperaturschwankungen und

4. die Aufnahme der Brucherscheinungen.

Endlich wurde auch bei den zwei ersten zur Erprobung gelangten großen Unterbaugewölben eine directe Messung der Spannungsänderungen an einzelnen Gewölbsstellen mittelst des

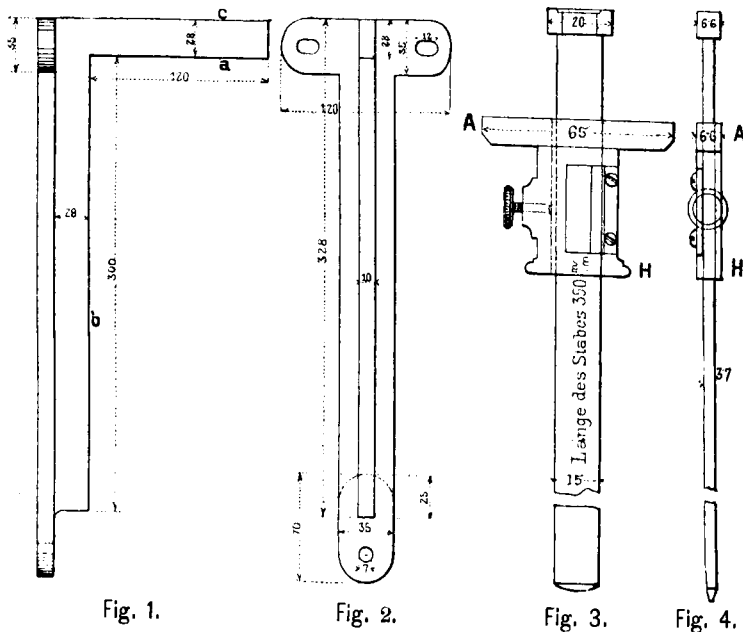


Fig. 1.

Fig. 2.

Fig. 3.

Fig. 4.

Fränke'schen Dehnungsmessers versucht. Nachdem man aber dabei bald die Ueberzeugung gewann, daß bei der längeren Dauer der Versuche die Angaben des Dehnungsmessers durch die Temperaturschwankungen stark beeinflusst werden, überdies die richtige Verwerthung dieser Angaben auch in Folge der Unbestimmtheit des Elasticitäts Coëfficienten des Wölbmaterials problematisch schien, so wurde bei den späteren Versuchen von der Verwendung des Dehnungsmessers abgesehen.

Zur Ermittlung der Verschiebungen einzelner Punkte der Bogenmittellinie, welche vorher durch eingemauerte oder eingeschraubte  $10 \text{ mm}$  starke, rund abgedrehte Eisenstifte gekennzeichnet waren, bediente man sich des nachfolgend beschriebenen von Inspector Buberl erdachten Apparates. Derselbe besteht zunächst aus einem genau rechtwinklig angearbeiteten gußeisernen Anschlagwinkel, dessen Schenkel das feste Coordinatensystem bilden, auf das die Lage des betreffenden durch den eisernen Stift

markirten Gewölbpunktes bezogen wird. Zu diesem Zwecke wird dieser Winkel in unmittelbarer Nähe des zu beobachtenden Punktes an einem eingerammten Pfahle oder an einem geeigneten Gerüstbalken derart befestigt, daß einer der beiden Winkelschenkel horizontal, der andere vertical ist. Die Form dieser Anschlagwinkel ist aus den Text-Fig. 1 und 2 ersichtlich. Die Innenflächen  $a$  und  $b$  und die obere Fläche  $c$  sind eben bearbeitet. Die Winkel werden mit Zuhilfenahme eines Senkels sowie einer kleinen Aufsatzlibelle in die richtige Lage gebracht.

Zum Messen diente der in den Text-Fig. 3 und 4 dargestellte Schiebermaßstab. Derselbe trägt eine Millimetertheilung und auf der verschiebbaren Hülse  $H$  einen Nonius, welcher  $0.1 \text{ mm}$  abzulesen gestattet. Diese Hülse hat oben einen Ansatz  $A$  und ist mit einer Klemmvorrichtung versehen, durch deren Handhabung man den Nonius an jeder beliebigen Stelle des Maßstabes feststellen kann. Bei Vornahme einer Messung wird das mit einem Stahlansatze versehene Maßstabende an den Schenkel des gußeisernen Ansatzwinkels angesetzt, dann die Hülse  $H$  soweit verschoben, bis deren Ansatz  $A$  an den im zu beobachtenden Punkt an der Gewölbstirne angebrachten Metallstift anstößt und hierauf die bezügliche Ablesung am Maßstab und Nonius vollzogen. Die eingetretenen Formänderungen werden aus der Differenz der bezüglichen Ablesungen erhalten.

Außer diesen Apparaten, welche sich durch die Einfachheit ihrer Handhabung und durch die damit erzielbare Genauigkeit gut bewährt haben, wurden auch noch die bekannten Pfeuffer'schen Durchbiegungszeichner verwendet, um auch schon während der Versuchsdauer eine graphische Darstellung der eingetretenen Veränderungen zu erhalten. Es wurden diese Pfeuffer'schen Apparate besonders auch in dem Falle benützt, wenn noch Erhebungsergebnisse bei derart bedeutenden Verschiebungen gewonnen werden wollten, wofür die Schieberapparate nicht mehr ausreichten.

Die Messung der Winkelverdrehungen einzelner Bogenquerschnitte geschah mittelst eigener, für diesen Zweck construirter Libellenapparate. Es wurden hiezu mit Messerschrauben ausgestattete Libellen benützt, die mit Zuhilfenahme einer entsprechenden Klammervorrichtung auf ein, in der Ebene des zu messenden Winkels gelegenes, annähernd horizontales Auflager gesetzt wurden und durch deren, an der Messerschraube im Bogenmaß abzulesenden Ausschlag die Winkelverdrehung des betreffenden Gewölbquerschnittes gemessen werden konnte.

Der Apparat bestand sonach aus zwei Theilen, aus dem eigentlichen Libellenapparat und aus der Klammervorrichtung. Der erstere, in den Text-Fig. 5, 6, 7 und 8 dargestellt, zeigt die bekannte Einrichtung. Zur Horizontalstellung der Libelle dienen drei Fußschrauben. Fünf volle Umdrehungen der Messerschraube entsprechen einer Neigung der Libelle um einen Bogengrad und nachdem die an der Schraube sitzende Scheibe in 72 Theile getheilt ist, so gestattet der Apparat die directe Ablesung eines  $10$  Bogensekunden betragenden Winkelmaßes.

Die Klammervorrichtung ist in den Text-Fig. 9, 10, 11, 12 und 13 veranschaulicht. Sie besteht aus einem Gasrohre *R*, welches oben einen rechtwinklig ausgearbeiteten, mit *A* bezeichneten festen und unten einen längs einer Führung verschiebbaren Backen *C* hat, welcher letzterer mittelst einer Klemme *D* in seiner Lage am Gasrohre fixirt und auch noch durch eine Druckschraube *E* um ein geringes Maß verschoben werden kann. Am oberen Backen *A* befindet sich ein zur Aufnahme des Libellenapparates bestimmter, um einen Punkt drehbarer Arm, der sich nach Erfordernis feststellen lässt. Auf dem Rohre sitzt nämlich auch eine verschiebbare, und durch eine Klemmvorrichtung festzuhaltende Hülse *H*, deren Arretirungsschraube zugleich den Stützpunkt für eine verstellbare Strebe bildet, die wieder durch eine Schraube mit dem vorgedachten Arme in Verbindung gebracht werden kann. Arm und Strebe enthalten überdies Führungsausschnitte und ermöglichen so innerhalb gewisser Grenzen jede wie immer gewünschte Stellung des Armes und somit auch des auf demselben aufzusetzenden Libellenapparates.

Gehandhabt wird die Vorrichtung wie folgt: Vorerst wird die Klammer am Gewölbsrücken mit dem festen Backen aufgelegt und in die Richtung des Bogenquerschnittes gebracht, sodann

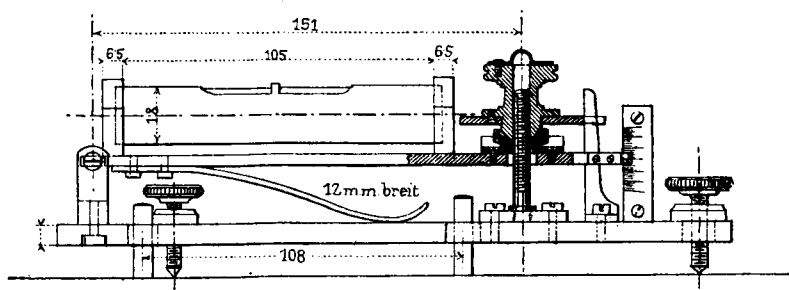


Fig. 5.

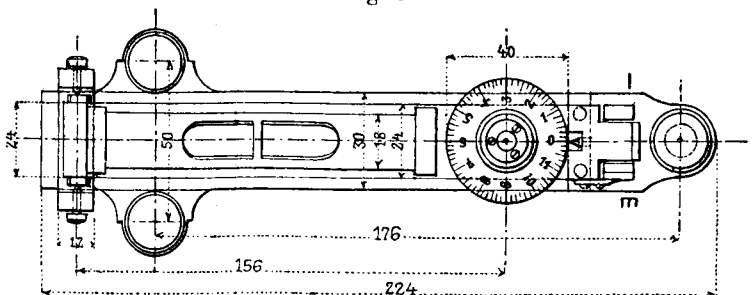


Fig. 6.

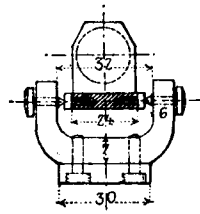


Fig. 7.

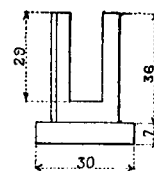


Fig. 8.

durch Verschieben des unteren Backens bis an die Gewölbsleibung und durch Anziehen der Klemmschraube am Gewölbe leicht befestigt, und endlich mittelst der Druckschraube fest angespannt. Hierauf wird der an der Klammer angebrachte Arm in eine nahezu

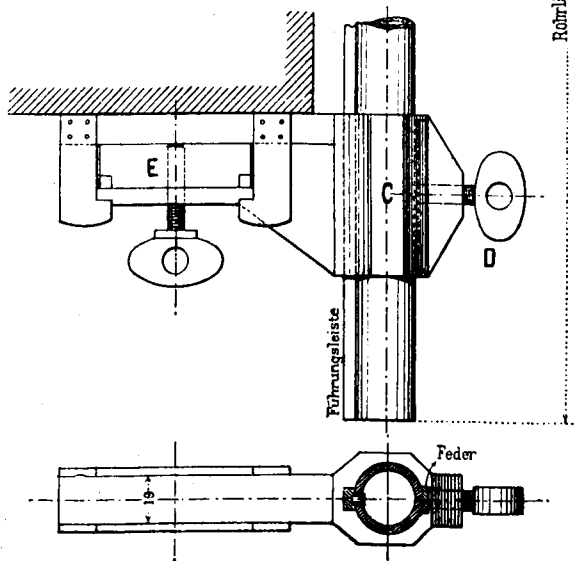
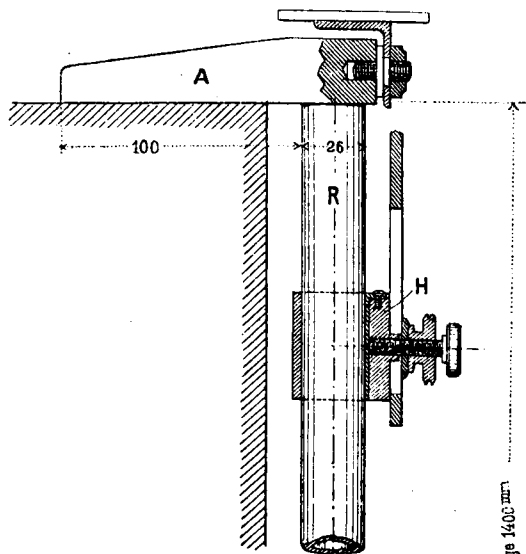


Fig. 9-11.

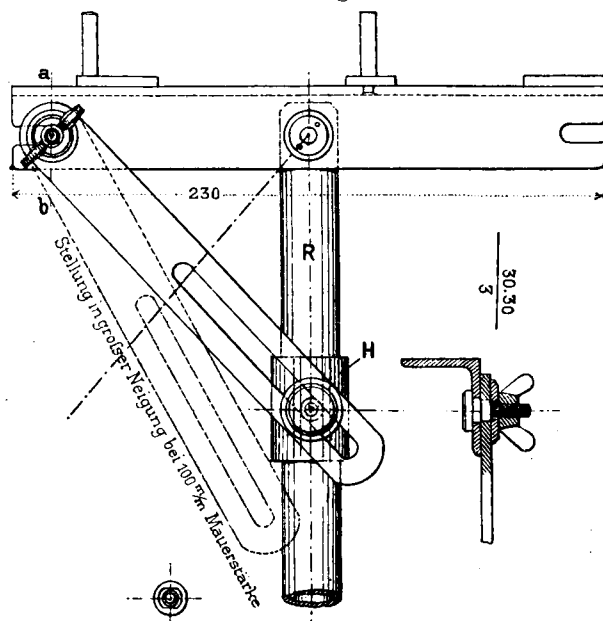


Fig. 12.

Fig. 13.

horizontale Lage gestellt, der Libellenapparat auf diesen Arm bei Nullstellung der Messschraube aufgesetzt und die Libelle mit Hilfe der drei Fußschrauben zum Einspielen gebracht. Erleidet nun der Bogenquerschnitt eine Winkelverdrehung, so gibt sich dies durch einen Ausschlag an der Libelle sofort kund und man erhält diesen in Bogenmaß gemessen, wenn man die Libelle mittelst der Messschraube wieder zum Einspielen bringt.

Auch dieser Apparat hat sich bei der Vornahme der Belastungsproben sehr gut bewährt. Sämtliche Messinstrumente wurden von der mechanischen Werkstätte Kraft & Sohn in Wien nach den ihr gemachten Angaben in vortrefflicher Ausführung geliefert.

Die Versuchsgewölbe erhielten, wie schon erwähnt, einen feinen Verputz und wurden an den beiden Stirnen mit einer von den Kämpfern ausgehenden Metereintheilung versehen.

Der Vorgang bei den Messungen wurde bei sämtlichen Versuchen in der gleichen Weise eingehalten. Es wurden die horizontalen und verticalen Verschiebungen an den beiden Gewölbstirnen, u. zw. in je fünf Punkten mittelst der

Schieberapparate, und außerdem an fünf Punkten einer Gewölbestirnfläche mittelst der Pfeuffer'schen Durchbiegungszeichner erhoben, dagegen beschränkte man sich darauf, die Querschnittsverdrehungen nur an einer Gewölbsseite, u. zw. gleichfalls in den vorbezeichneten Punkten zu ermitteln. Mit Ausnahme eines Falles wurden auch bei allen übrigen Versuchen die verticalen und horizontalen Verschiebungen der Widerlager durch Beobachtung je eines Punktes der Stirnflächen der Kämpferquader festgestellt.

In dem nachfolgenden Schema Text-Fig. 14 bezeichnen 1 bis 10, dann  $W_1$ ,  $W_5$ ,  $W_6$  und  $W_{10}$  die Punkte der vorgenommenen Schiebermessungen,  $P_6$  bis  $P_{10}$  jene Punkte, in welchen die Pfeuffer'schen Durchbiegungszeichner und endlich  $L_1$  bis  $L_5$  die Orte, an welchen die Libellenapparate angebracht waren.

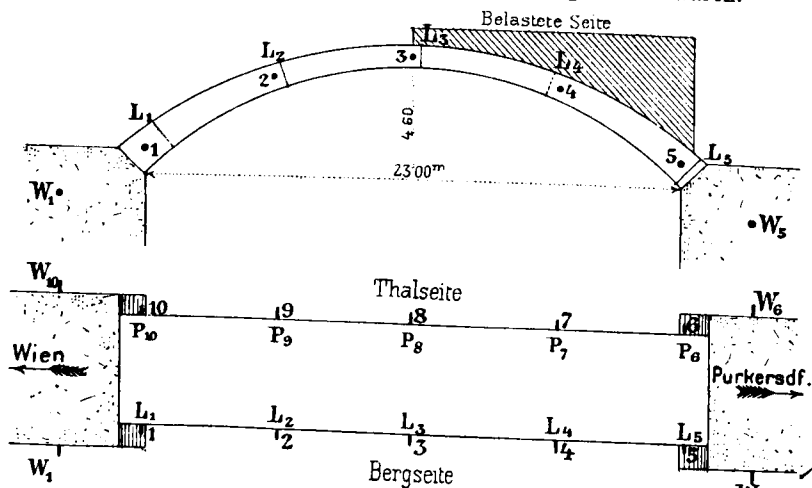


Fig. 14.

Sämmtliche Messungen und Ablesungen wurden doppelt d. h. von zwei Beobachtern gemacht und unabhängig in zwei Journale eingetragen. Diese Eintragungen über jedes einzelne Versuchsstadium wurden dann immer mit einander verglichen, um bei vorkommenden größeren Abweichungen die betreffenden Messungen wiederholen zu lassen. Als noch zulässige Grössen dieser Abweichungen galt bezüglich der Längenmessungen das Mass von 0.2 mm und bezüglich der Winkelmessungen jenes von 3 Sekunden.

An der Vornahme der Messungen und den Erhebungen der Formänderungen haben sich außer den Ausschußmitgliedern Bock, Buberl, Lauda, Melan, Neumann und Pfeiffer eine Anzahl Fachcollegen in aner kennenswerther Weise betheiligt, u. zw. insbesondere die Herren Ober-Ingenieure Schneider und Stradal, die Ingenieure Nebesky, Kotschy, Höller, J. Schub, O. Seligmann, Swoboda, und Dipl. Ingenieur Walter, endlich Herr Professor Brik und Oberlieutenant Gusel. Ferner wurden von dem k. k. Ober-Ingenieur Siedek, dem k. u. k. Hauptmann David und dem Ingenieur Kotschy

10 m weit gespannten Gewölben enthalten die Abschnitte I und II A bereits alle Messungsergebnisse, weshalb im Folgenden nur die fünf in Purkersdorf ausgeführten Versuchsobjecte mit je 23 m Spannweite besprochen werden sollen.

#### a) Das Bruchsteingewölbe.

Die Probelastung des Bruchsteingewölbes fand am 12. und 13. October 1891 statt. Die Mittelwerthe der dabei bezüglich der Vertical- und Horizontalbewegungen beobachteten Formänderungen des Gewölbes sind in der Tabelle 1 eingetragen, welche zugleich auch die Formänderungen vor und nach der Ausschalung, sowie unmittelbar nach Aufmontirung des Belastungsgerüsts enthält. In der Tabelle 2 finden sich die daraus ermittelten Verschiebungen gegen den Anfangszustand und endlich in der Tabelle 3 nicht nur die arithmetischen Mittel aus den Bewegungen correspondirender Punkte beider Gewölbsstirnen, sondern auch die Libellenablesungen verzeichnet. Die Werthe der Tabelle 3 erscheinen überdies auf der Planbeilage, Tafel XI, graphisch in der Weise dargestellt, daß

1. die Verticalbewegungen der Bewegungspunkte in natürlicher Größe als Ordinaten am betreffenden Orte dieser Punkte;
2. die Vertical- und Horizontaländerungen in natürlicher Größe als Ordinaten über den entsprechenden, als Abscissen veranschaulichten Lasten aufgetragen und endlich
3. die Winkeländerungen der Gewölbsquerschnitte in einer mit der letztgedachten Darstellung übereinstimmenden Art behandelt wurden.

Ein Vergleich der vor und nach der Gewölbsausschalung, sowie endlich auch jener nach der Aufmontirung des durch Zulagschienen in seinem Eigengewicht ausgeglichenen Belastungsgerüsts erhobenen Messungsdaten lässt erkennen, daß durch die Ausschalung des Gewölbes nur ganz geringe, zwischen 0.1 und 0.5 mm im verticalen, und zwischen 0.05 und 0.5 mm im horizontalen Sinne variirende Aenderungen der Bogenform bewirkt wurden und letztere auch in Folge des Einflusses des Belastungsgerüsts nur wenig deformirte, indem die bezüglichlichen Formänderungen auf die Ursprungs Lage bloß innerhalb der Grenzen 0.8 und 1.85 bzw. 0.45 und 1.35 mm schwankten.

Das Lichtdruckbild, Tafel XII, Fig. 1 veranschaulicht das der Post 5 der Tabelle entsprechende Belastungsstadium. Die ersten Brucherscheinungen konnten nach dem Aufbringen einer einseitigen Belastung von 4.914 t pro laufenden Meter oder von 2.457 t pro m<sup>2</sup> constatirt werden, bei gleichzeitigen Formänderungen, welche im Maximum 8.45 mm im verticalen und 7.60 mm im horizontalen Sinne betrugen. Es traten nämlich in diesem Stadium auf der der Bergseite zugekehrten Gewölbstirne Haarrisse ein, welche sowohl hinsichtlich ihrer Lage als auch hinsichtlich ihrer Ausdehnung durch die nebenstehende Text-Fig. 15 ersichtlich gemacht sind.

Obschon das Gewölbe in diesem Zustande der Einwirkung vorangegebener Belastung über die Nacht vom 12. auf den

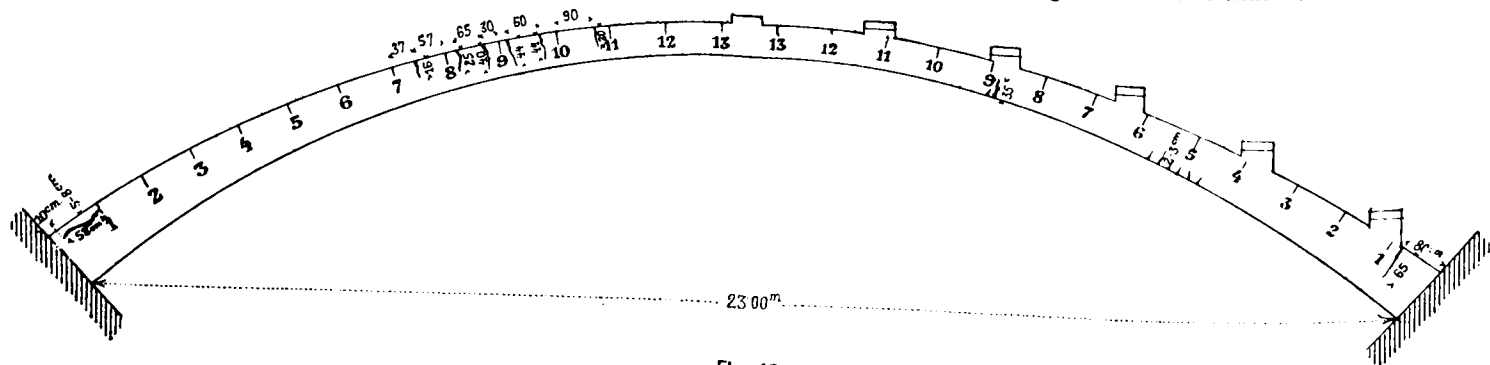


Fig. 15.

photographische Aufnahmen der Versuchsgewölbe und ihrer Brucherscheinungen, sowie von dem erstgenannten Herrn auch photographische Aufnahmen in bereitwilligster Weise besorgt.

Bezüglich der Versuche mit Hochbaugewölben und mit den beiden auf dem Matzleinsdorfer Frachtenbahnhofe hergestellten,

13. October 1891 ausgesetzt verblieb, so konnten am Morgen des letzt bezeichneten Tages doch nur ein sehr geringes Wachstum der Formänderungen und keinerlei neue Rissbildungen gegenüber den am Vortage beobachteten constatirt werden, und erst das Aufbringen vermehrter Belastung verursachte nicht nur

das deutlichere Zutagetreten dieser Risse, sondern auch solcher an der anderen der Thalseite zugekehrten Gewölbsstirne. Letztere zeigten sich zunächst an übereinstimmenden Stellen und von

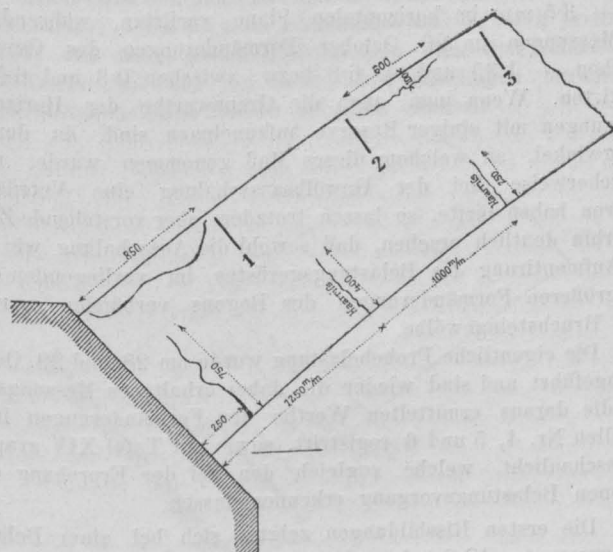


Fig. 16. Unbelastete Gewölbshälfte, Bergseite.

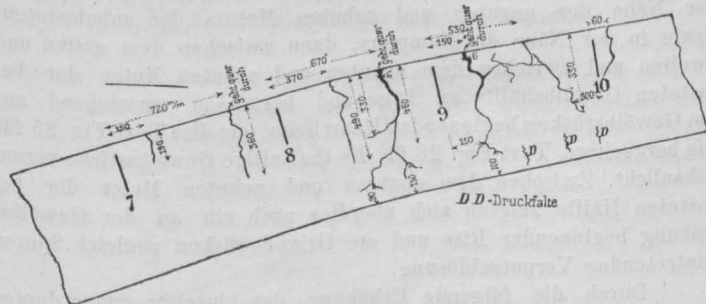


Fig. 17. Unbelastete Gewölbshälfte, Bergseite.

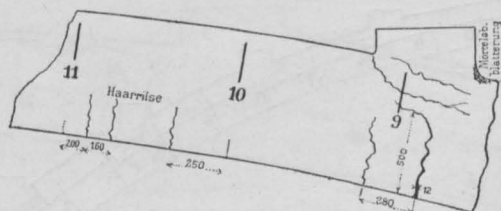


Fig. 18. Belastete Gewölbshälfte, Bergseite.

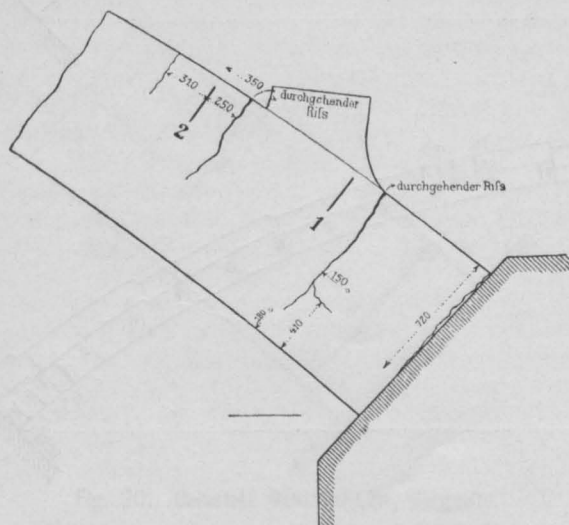


Fig. 19. Belastete Gewölbshälfte, Bergseite.

gleicher Ausdehnung wie die früheren Haarrisse, doch setzten sich die größeren hievon bald über den ganzen Gewölbsrücken und über die ganze Gewölbsleibung allmählig fort. Die eigent-

lichen Formänderungen des Bogens nahmen nun zwar verhältnismäßig rascher, aber trotzdem immer noch sehr langsam zu.

Man schritt nun zum Aufbringen der weiteren Belastung, welche aus einer neuen Lage Schienen bestand, doch bevor noch die Messung der hierauf eingetretenen Gewölbsdeformation zu Ende geführt werden konnte, erfolgte schon der gänzliche Zusammenbruch des Gewölbes. Die Bruchbelastung betrug zusammen 74.022 t, d. i. 6.437 t pro laufenden Meter oder 3.218 t pro Quadratmeter belasteten Gewölbes. Bei dem Bruche legte sich das Gewölbe, vom Kämpfer an gerechnet, ungefähr beim neunten Meter des belasteten Theiles auf das Sicherungsgerüste auf und

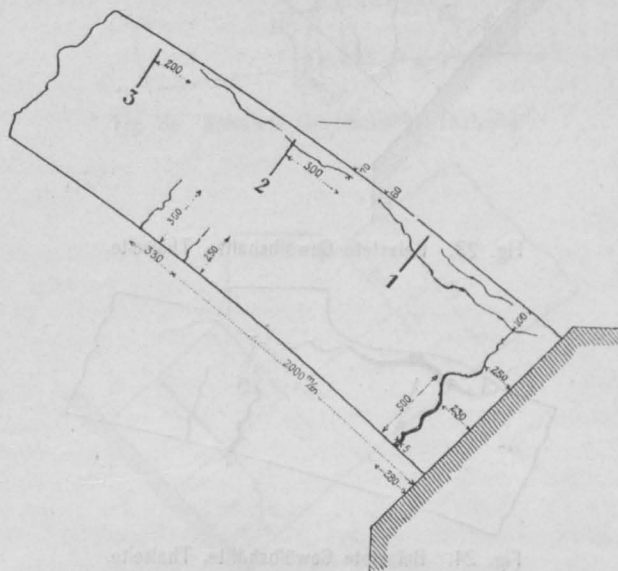


Fig. 20. Unbelastete Gewölbshälfte, Thalseite.

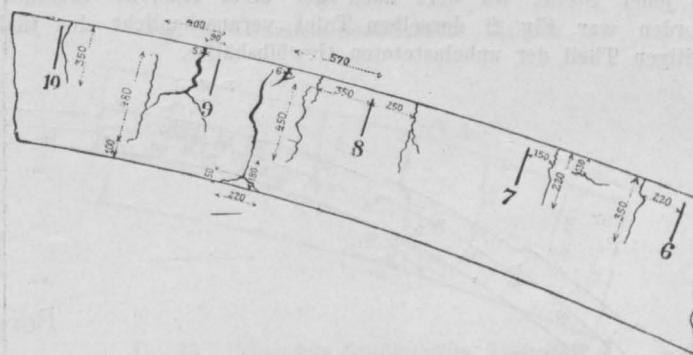


Fig. 21. Unbelastete Gewölbshälfte, Thalseite.



Fig. 22. Belastete Gewölbshälfte, Thalseite.

zeigte die in den Text-Figuren 16 bis 24 ersichtlich gemachten Brucherscheinungen.

Bemerkenswerth erscheint, daß mit Ausnahme des Risses in der Nähe des unbelasteten Kämpfers (siehe Text-Fig. 16 und 20) sich die parallel zu dem Gewölbsrücken aufgetretenen Risse und Sprünge erst während des Gewölbsbruchs bildeten und daß sonach auch der Bruch selbst nicht als eine Folge von übergroßer Druckwirkung, sondern rein als Folge der Ueberwindung der Zugfestigkeit des Bruchsteinmauerwerks aufzufassen kommt.

Die bemerkenswerthesten Bruchstellen sind photographisch fixirt worden. So zeigt Fig. 1 der Tafel XIII die Bruchstelle der thalseitigen Gewölbsstirne im Aufliegen des Gewölbes auf dem Sicherungsgerüste und befindet sich der größere radiale Riss genau



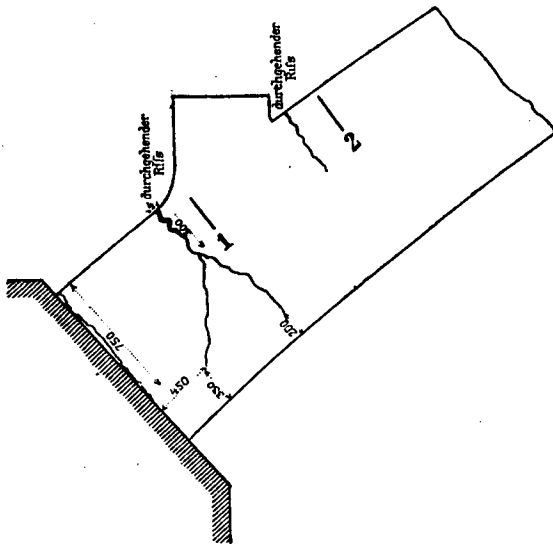


Fig. 23. Belastete Gewölbshälfte, Thalseite.

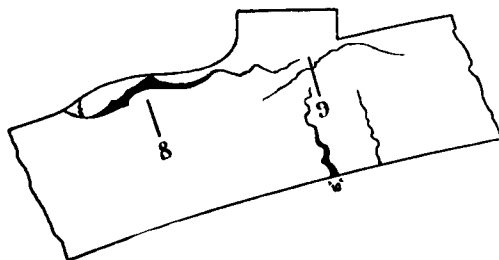


Fig. 24. Belastete Gewölbshälfte, Thalseite.

an jener Stelle, wo dort auch der erste Haarriss constatirt worden war. Fig. 2 derselben Tafel veranschaulicht den thalseitigen Theil der unbelasteten Gewölbshälfte.

gerüstet. Gegenüber der Ursprungslage am 19. October ergab die Messung am 21. October Gewölbsdeformationen, welche zwischen  $-0.15$  und  $5.25$  mm im verticalen und zwischen  $-0.15$  und  $+3.5$  mm im horizontalen Sinne variierten, während aus den Messungen am 26. October Formänderungen des Gewölbes zwischen  $-1.35$  und  $+6.8$  bzw. zwischen  $0.3$  und  $6.5$  mm resultirten. Wenn nun auch die Grenzwerte der Horizontalbewegungen mit einiger Reserve aufzunehmen sind, da der Anschlagwinkel, an welchem dieses Maß genommen wurde, muthmaßlicherweise bei der Gewölbsausschalung eine Verrückung erfahren haben dürfte, so lassen trotzdem aber vorstehende Zahlen immerhin deutlich ersehen, daß sowohl die Ausschalung wie auch die Aufmontirung des Belastungsgerüsts im vorliegenden Falle mit größeren Formänderungen des Bogens verbunden war, als beim Bruchsteingewölbe.

Die eigentliche Probelastung wurde am 28. und 29. October durchgeführt und sind wieder die dabei erhaltenen Messungsdaten und die daraus ermittelten Werthe der Formänderungen in den Tabellen Nr. 4, 5 und 6 registrirt, sowie auf Tafel XIV graphisch veranschaulicht, welche zugleich den bei der Erprobung erhaltenen Belastungsvorgang erkennen lassen.

Die ersten Rissbildungen zeigten sich bei einer Belastung von zusammen  $42.2$  t der einen Gewölbshälfte. Diese Erscheinungen traten gleichzeitig auf beiden Gewölbsstirnen, u. zw. in der Nähe des neunten und zehnten Meters der unbelasteten, sowie in der Nähe des Kämpfers, dann zwischen dem ersten und zweiten und zwischen dem neunten und zehnten Meter der belasteten Gewölbshälfte zu Tage und bestanden vorwiegend aus am Gewölbsrücken beginnenden Haarrissen, wie dies Text-Fig. 25 für die bergseitige, Text-Fig. 26 für die thalseitige Gewölbsstirne veranschaulicht. Zwischen dem neunten und zehnten Meter der belasteten Hälfte zeigten sich überdies auch ein an der Gewölbsleibung beginnender Riss und am Gewölbsrücken zugleich Spuren eintretender Verputzablösung.

Durch die folgende Erhöhung der einseitig angeordneten

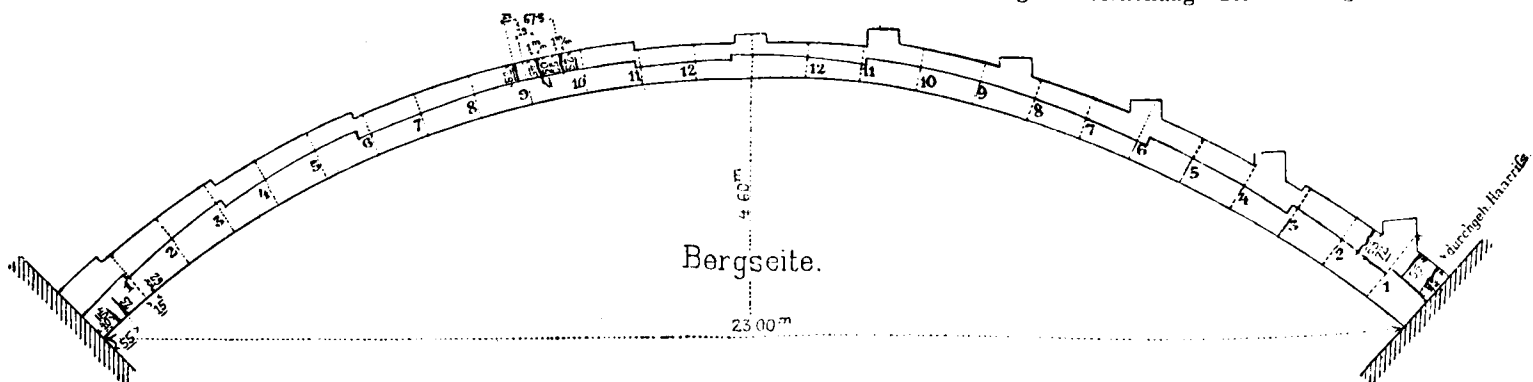


Fig. 25.

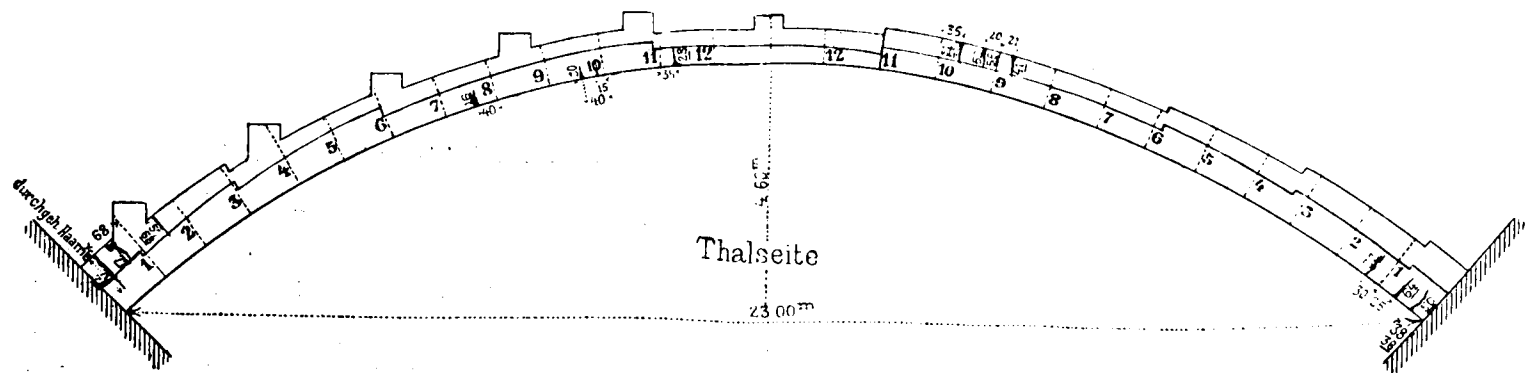


Fig. 26.

#### b) Das Ziegelgewölbe.

Der Belastungsprobe vorhergehend wurden auch hier wieder Messungen vorgenommen: am 19. October 1891 an dem noch eingerüsteten Gewölbe, am 21. October nach erfolgter Ausschalung und endlich am 26. October nach Aufmontirung des Belastungs-

Belastung bis auf  $56.695$  t, d. i.  $4.930$  t pro laufenden Meter oder  $2.465$  t pro  $m^2$  der belasteten Gewölbshälfte, in welchem Belastungszustande das Gewölbe einer zweistündigen Ruhepause überlassen worden war, reichten sich weitere Haarrisse zu den früher constatirten an, welche sich mit der fortschreitenden Be-

lastung allmählig verlängerten und immer deutlicher gestalteten. Auch diese neu hinzugekommenen Rissbildungen erscheinen in den vorstehenden Figuren verzeichnet und dadurch ersichtlich gemacht, daß diese neuen Eintragungen zum Unterschiede von den früheren mit auf die bezüglichen Risslängen beziehenden einfach unterstrichenen Zahlen versehen wurden.

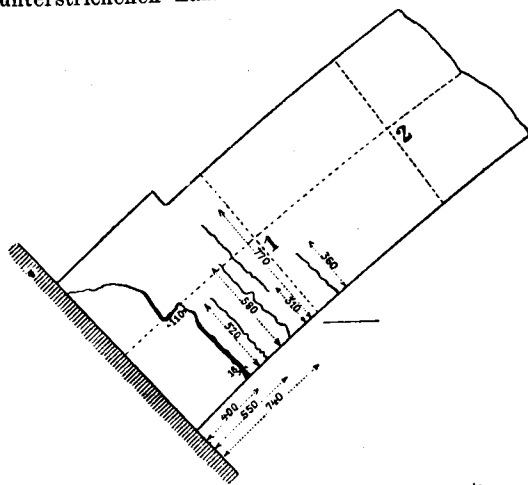


Fig. 27. Unbelastete Gewölbshälfte, Bergseite.

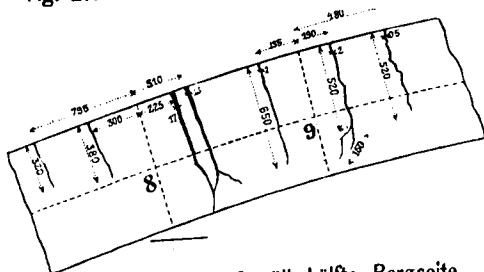


Fig. 28. Unbelastete Gewölbshälfte, Bergseite.

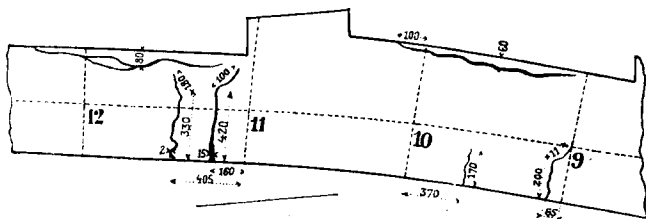


Fig. 29. Belastete Gewölbshälfte, Bergseite.

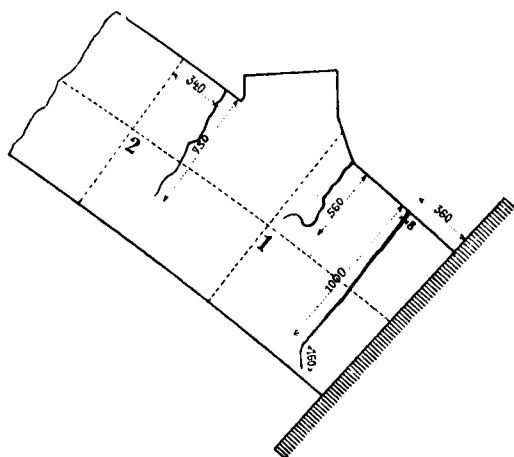


Fig. 30. Belastete Gewölbshälfte, Bergseite.

Dem erwähnten Belastungsstadium folgte die Entlastung des Gewölbes, in welchem Zustande sich die früher constatirten Risse zwar beinahe wieder vollständig geschlossen haben, jedoch das Gewölbe keineswegs mehr seine Ursprungsform genau einzunehmen vermochte, welche es vor seiner Belastung hatte. Es blieben vielmehr Verschiebungen der beobachteten Gewölbspunkte im verti-

calen und horizontalen Sinne von im Maximum 5 mm bzw. 2.5 mm zurück. Bei der nun hierauf vorgenommenen neuerlichen Belastung des Versuchsgewölbes war im Vergleiche zur erstmaligen eine raschere Deformation desselben erkennbar. Es öffneten sich nicht nur bald wieder die alten Risse und Sprünge und nahmen dieselben nicht nur an vorwärtsschreitender Ausdehnung zu, sondern

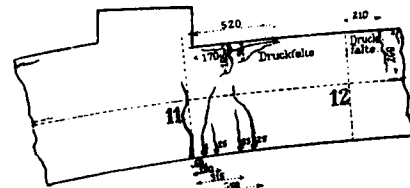


Fig. 31. Belastete Gewölbshälfte, Thalseite.

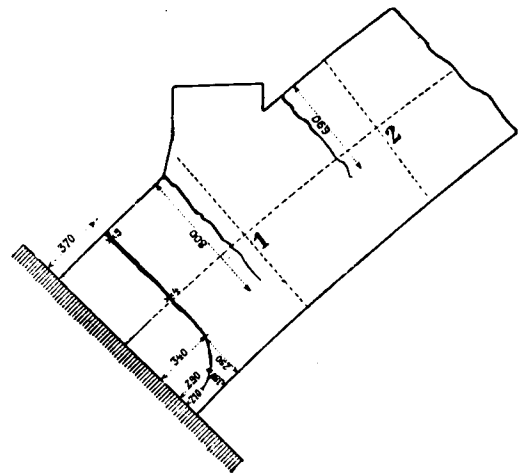


Fig. 32. Belastete Gewölbshälfte, Thalseite.

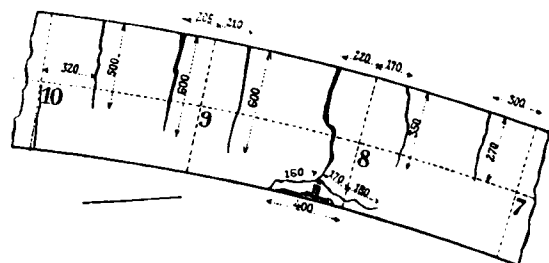


Fig. 33. Unbelastete Gewölbshälfte, Thalseite.

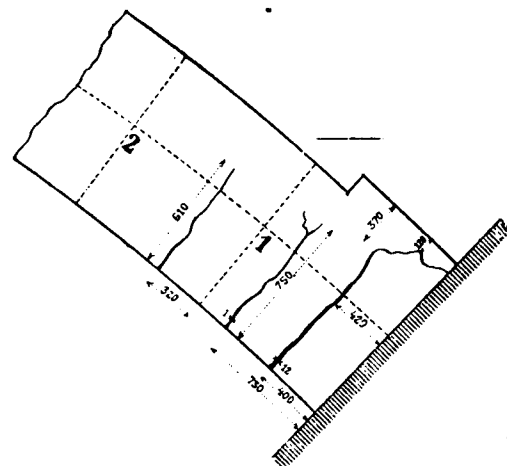


Fig. 34. Unbelastete Gewölbshälfte, Thalseite.

es entstanden auch bald neue, welche sich gleichfalls verbreiterten, bis endlich beim Anwachsen der Belastung auf 5.874 t pro laufenden Meter des belasteten Gewölbspunktes der Zusammenbruch erfolgte. Hervorgehoben zu werden verdient hierbei, daß derselbe kurz nach Aufbringen dieser Last keineswegs aber etwa in plötzlicher, sondern vielmehr in ruhiger Weise und in dem

Momente vor sich ging, als zugleich erhoben worden war, daß die Gewölbsdeformation im verticalen und horizontalen Sinne Werthe von 29·8 bzw. 20·4 mm erreicht hatte.

Nach dem Bruche zeigten die beiden Gewölbsstirnen die in den Text-Fig. 27—34 verzeichneten Brucherscheinungen, zu deren näheren Charakterisirung noch zu bemerken kommt, daß die in Folge der Zugwirkungen aufgetretenen Risse überall dem Mauerverbände folgten, derart, daß die Trennung stets durch ein Zerreißen des Mörtelbandes herbeigeführt wurde. Das Ziegelmaterial selbst schien nicht beschädigt, mit Ausnahme an einer einzigen Stelle, an der Gewölbsleibung unterhalb des achten Meters der unbelasteten Gewölbshälfte (siehe Text-Fig. 33), woselbst eine Ziegelschaar derart zerdrückt war, daß einzelne Splitter derselben herabfielen. Indessen machte sich diese Druckerscheinung erst während des Gewölbsbruches bemerkbar.

Von den Lichtdruckbildern Tafel XII, veranschaulicht Fig. 1, das Ziegelgewölbe vor der Erprobung, Fig. 3, Tafel XIII, die Bruchstelle beim achten Meter.

Bei der hierauf vorgenommenen Entlastung des Gewölbes machte dasselbe rückkehrende Bewegungen, es stieg wieder etwas auf und finden sich die bezüglichlichen Messungsergebnisse in den betreffenden Tabellen (4, 5 und 6) und auf der Tafel XIV verzeichnet.

#### c) Das Stampfbetongewölbe.

Die Erprobung desselben fand am 18. und 19. Juli 1892 statt, nachdem schon vorher, u. zw. am 23. Juni, kurz vor der Ausschaltung des Gewölbes, dann am 24. Juni nach dieser Ausschaltung und endlich am 9. Juli nach Aufmontirung des in seinem Eigengewichte ausgeglichenen Belastungsgerüsts die Ablesungen an den Beobachtungspunkten gemacht worden waren.

Die Ergebnisse der Probelastung sind in den Tabellen Nr. 7, 8 und 9 und auf der Tafel XV ziffermäßig und graphisch dargestellt. Hiernach zeigte das Stampfbetongewölbe bei seiner Belastung vor dem Bruch nur sehr geringe Deformationen. Die ersten Rissbildungen traten nach Aufbringen einer Belastung von 5·5 t pro laufenden Meter zwischen dem siebenten und achten Meter der belasteten Gewölbshälfte auf und hatten die in den Text-Fig. 35 und 36 veranschaulichte Form und Ausdehnung.

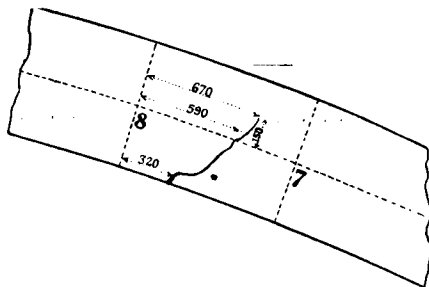


Fig. 35. Belastete Gewölbshälfte, Bergseite.

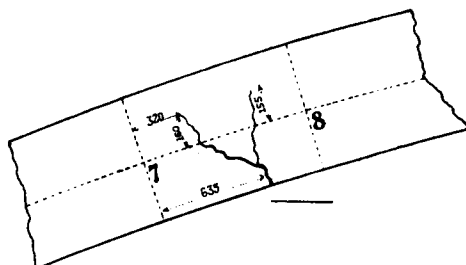


Fig. 36. Belastete Gewölbshälfte, Thalseite.

Nach dem Aufbringen einer Belastung von 5·907 t pro laufenden Meter kamen endlich auch unbedeutende Risse am Kämpfer der unbelasteten Gewölbshälfte zum Vorschein. Bei der hierauf folgenden Entlastung, während welcher das Gewölbe allmähig in eine, von seiner ursprünglichen um im Maximum 3 mm abweichenden Lage zurückging, schlossen sich die vorerwähnten Risse zwar wieder vollständig, doch traten sie bei Erneuerung

der Belastung neuerdings auf, und zeigten nach Erreichen einer Belastung von 6·847 t pro laufenden Meter die in den Text-Fig. 37 und 38 dargestellte Ausbildung.

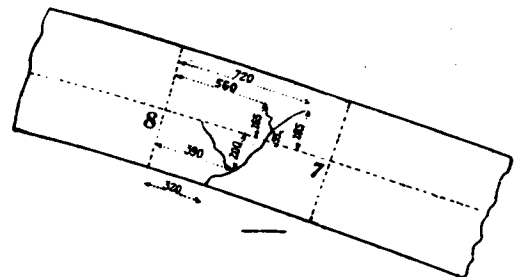


Fig. 37. Belastete Gewölbshälfte, Bergseite.

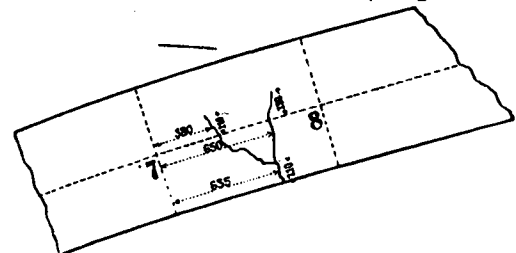


Fig. 38. Belastete Gewölbshälfte, Thalseite.

Als endlich die Belastung der Gewölbshälfte die Höhe von 7·239 t pro laufenden Meter erreicht hatte, was einer Gesamtlast von 83·275 t entspricht, erfolgte der plötzliche und rasche Bruch des Gewölbes an drei Stellen.

Die hiebei aufgetretenen Bruchstellen sind in den beigegebenen Abbildungen (Tafel XIII) veranschaulicht, und stellen die Fig. 4 und 6 die thal- bzw. bergseitige Ansicht der Bruchstellen zwischen dem siebenten und achten Meter, die Fig. 5 und 7 jene beim zehnten Meter der belasteten Gewölbshälfte dar, während die Fig. 8 die thalseitige Ansicht der beim sechsten Meter der unbelasteten Gewölbshälfte gelegenen Bruchstelle zur Anschauung bringt. Die größten verticalen und horizontalen Formänderungen unmittelbar vor dem Zusammenbruche des Gewölbes waren gegenüber dem unbelasteten Zustande nicht größer als 9 bzw. 5 mm.

Das Lichtdruckbild Fig 2, Tafel XII, zeigt den noch intacten Stampfbetonbogen während der Erprobung.

#### d) Das Moniergewölbe.

Durch die vor der Belastungsprobe vollzogenen Messungen wurde erhoben, daß sich nach Ausschaltung des Versuchsobjectes Formänderungen desselben einstellten, die in verticaler Richtung 1·4 mm, in horizontaler Richtung 1·0 mm im Maximum betrugen.

Die Bruchprobe fand am 25. und 26. August 1892 statt.

Ihre Ergebnisse, sowie die vorher an diesem Moniergewölbe vollzogenen Messungen erscheinen in den Tabellen 10, 11 und 12 und überdies in den bezüglichlichen graphischen Darstellungen auf Tafel XVI ersichtlich gemacht. Auch der Belastungsvorgang ist aus diesen Beilagen ersichtlich, so daß die Schilderung dieses Versuches sich auf die nachstehenden Bemerkungen beschränken kann. Die ersten Rissbildungen traten erst nach Aufbringen einer einseitigen Belastung von 6·828 t pro laufenden Meter, also von 3·414 t pro m<sup>2</sup> belasteter Gewölbsfläche auf, in welchem Belastungsstadium bereits maximale Ortsveränderungen der beobachteten Gewölbspunkte von 12·4 mm in verticaler und von 6·7 mm in horizontaler Richtung, und endlich Verdrehungen der beobachteten Gewölbsquerschnitte von 19' gegenüber dem Stadium vor der Belastung constatirt werden konnten. Diese aus feinen Haarrissen bestehenden, mit a bezeichneten Rissbildungen erschienen zunächst, wie dies die Text-Fig. 39 und 40 veranschaulichen, in der Nähe des Kämpfers, dann zwischen dem achten und neunten Meter der unbelasteten, sowie zwischen dem achten und neunten Meter der belasteten Gewölbshälfte, und waren sowohl am Gewölbsrücken, wie auch an der Leibung in Längen von 10 bis 40 cm bemerkbar.



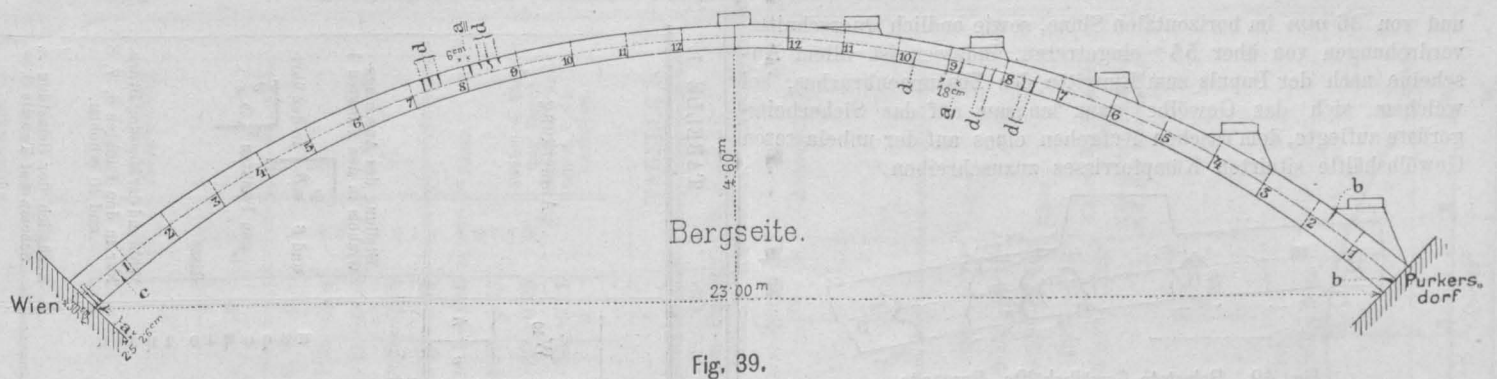


Fig. 39.

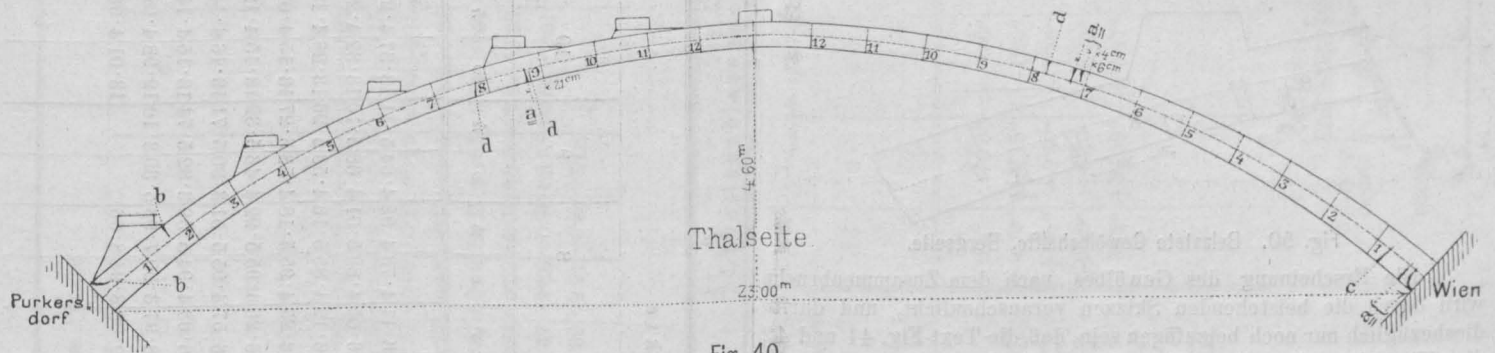
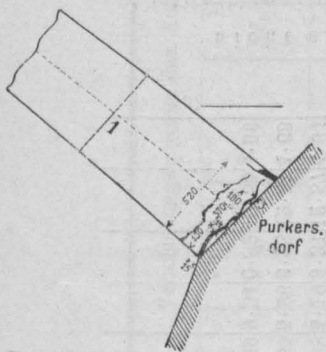
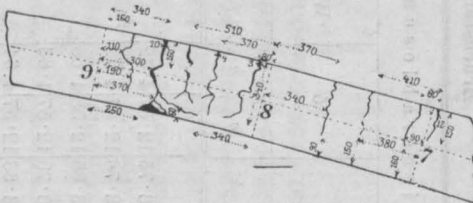
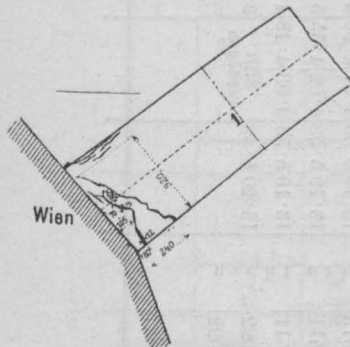
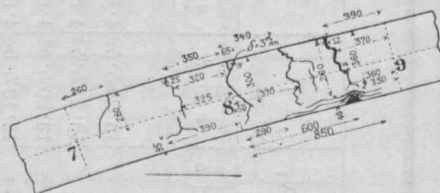
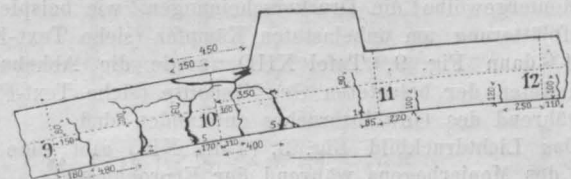
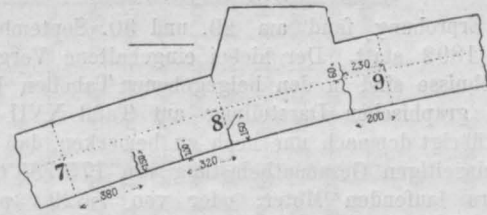
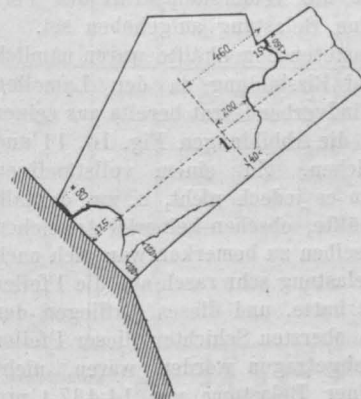
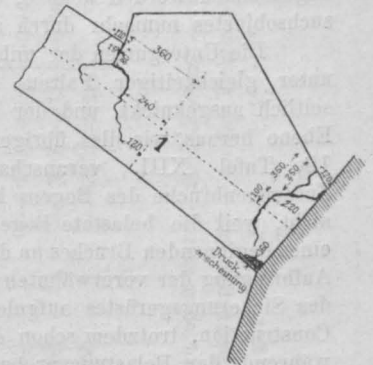


Fig. 40.

Bei der hierauf folgenden allmähigen Weiterbelastung des Gewölbes bis auf 7.779 und 8.675 t pro laufenden Meter verlängerten und verbreiterten sich diese Risse, sie wurden immer wahrnehmbarer, endlich kamen neue hinzu, welche in den Text-Figuren der Reihenfolge ihres Auftretens nach mit *b* und *c* bezeichnet sind. Sämtliche Risse schlossen sich wieder bei der hierauf

zehnten Meter sich bereits über die ganze Breite des Gewölbsrückens erstreckten, und der ursprünglich nächst des unbelasteten Kämpfers aufgetretene Riss die Breite von 1 mm gewonnen hatte.

Mit dem Fortschreiten der Belastung vergrößerten, ver-

Fig. 41. Unbelastete Gewölbs-  
hälfte, Thalseite.Fig. 42. Unbelastete Gewölbs-  
hälfte, Thalseite.Fig. 43. Unbelastete Gewölbs-  
hälfte, Bergseite.Fig. 44. Unbelastete Gewölbs-  
hälfte, Bergseite.Fig. 45. Belastete Gewölbs-  
hälfte, Thalseite.Fig. 46. Belastete Gewölbs-  
hälfte, Thalseite.Fig. 47. Belastete Gewölbs-  
hälfte, Thalseite.Fig. 48. Belastete Gewölbs-  
hälfte, Bergseite.

erfolgten Gewölbsentlastung, traten aber sofort wieder zu Tage, als man das Versuchsojekt neuerdings der Belastung unterzog, und bevor noch die letztere jenes Maß der vorangegangenen erreicht hatte, konnte nicht nur das Hinzugesellen neuer, in den Figuren mit *d* gekennzeichneten Rissbildungen in der Nähe der alten, sondern bei dem Erreichen der obangeführten Last auch constatirt werden, daß drei Haarrisse zwischen dem achten und

breiterten und vermehrten sich die Gewölbsrisse, bis endlich bei einer Belastung von 12.706 t pro laufenden Meter, also nach Aufbringen einer Gesamtlast von 146.119 t der Bruch erfolgte. Bei einer Belastung von 11.900 t pro laufenden Meter waren am Gewölbe größte Formänderungen von ca. 60 mm im verticalen

und von 36 mm im horizontalen Sinne, sowie endlich Querschnittsverdrehungen von über 55° eingetreten. Indessen ist allem Anscheine nach der Impuls zum Eintritte des Zusammenbruches, bei welchem sich das Gewölbe ganz langsam auf das Sicherheitsgerüste auflegte, dem raschen Aufgehen eines auf der unbelasteten Gewölbshälfte situirten Kämpferrisses zuzuschreiben.

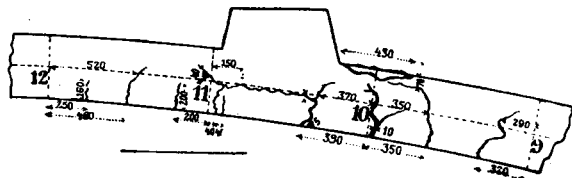


Fig. 49. Belastete Gewölbshälfte, Bergseite.

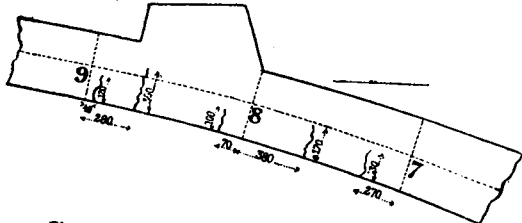


Fig. 50. Belastete Gewölbshälfte, Bergseite.

Die Erscheinung des Gewölbes nach dem Zusammenbruche wird durch die beistehenden Skizzen veranschaulicht, und dürfte diesbezüglich nur noch beizufügen sein, daß die Text-Fig. 41 und 42 die Thalseite, die Fig. 43 und 44 die Bergseite der unbelasteten, die Fig. 45, 46 und 47 die Thalseite, und endlich die Fig. 48, 49 und 50 die Bergseite der belasteten Gewölbshälfte zur Darstellung bringen.

Bemerkenswerth erscheint noch die Thatsache, daß auch beim Moniergewölbe die Druckerscheinungen, wie beispielsweise die Aufblätterung am unbelasteten Kämpfer (siehe Text-Fig. 43 und 44, dann Fig. 9, Tafel XIII), sowie die Abhebung am zehnten Meter der belasteten Gewölbshälfte (siehe Text-Fig. 45) erst während des Gewölbsbruches entstanden sind.

Das Lichtdruckbild Fig. 3, Tafel XII, gibt eine Totalansicht des Monierbogens während der Erprobung.

#### c) Die eiserne Bogenbrücke.

Die Erprobung fand am 29. und 30. September und am 1. October 1892 statt. Der hiebei eingehaltene Vorgang sowie dessen Ergebnisse sind in den beigegebenen Tabellen 13, 14 und 15 und in graphischer Darstellung auf Tafel XVII dargelegt.

Es erübrigt demnach nur noch zu bemerken, daß der Bogen bei einer einseitigen Gesamtbelastung von 175.785 t d. i. von 15.259 t pro laufenden Meter, oder von 7.629 t pro m<sup>2</sup> belasteter Gewölbshälfte in einen Zustand versetzt wurde, von dem angenommen werden konnte, daß die Widerstandskraft des Versuchsobjectes nunmehr durch seine Belastung aufgehoben sei.

Die Untergurten der unbelasteten Bogenhälfte waren nämlich unter gleichzeitiger Falten- und Rissbildung in den Lamellen seitlich ausgeknickt, und der Windverband trat bereits aus seiner Ebene heraus, wie dies übrigens die Abbildungen Fig. 10, 11 und 12, Tafel XIII, veranschaulichen. Zu einem vollständigen Zusammenbruche des Bogens kam es jedoch nicht, u. zw. deshalb nicht, weil die belastete Bogenhälfte, obschon keinerlei Anzeichen eines beginnenden Bruches an derselben zu bemerken war, sich nach Aufbringung der vorerwähnten Belastung sehr rasch auf die Pfeiler des Sicherungsgerüsts aufgelegt hatte, und dieses Aufliegen der Construction, trotzdem schon die obersten Schichten dieser Pfeiler während der Belastungsprobe abgetragen worden waren, nicht behoben werden konnte. Bei einer Belastung von 14.437 t pro laufenden Meter der belasteten Bogenhälfte, also in dem der Versuchsbeendigung vorhergehenden Belastungsstadium, ergaben sich maximale Ortsänderungen der Beobachtungspunkte von 230 mm im verticalen und von 165 mm im horizontalen Sinne.

In den letzten Stadien dieses Versuches war auch bereits das Belastungsgerüst stark deformirt und insbesondere dessen Endständer stark verbogen.

Fig. 4, Tafel XII, zeigt ein Bild der Gesamtanordnung.

#### Bruchstein-Gewölbe.

TABELLE 1.

Post-Nr.		Datum	Beobachtungs-Zeit	Temperatur R. o	Belastung		Schieberablesungen in cm am Punkte												Anmerkung																		
					pro laufenden Meter		zusammen		W <sub>1</sub>		1		2		3		4		5		W <sub>5</sub>		W <sub>6</sub>		6		7		8		9		10		W <sub>10</sub>		
					Tonnen				v	h	v	h	v	h	v	h	v	h	v	h	v	h	v	h	v	h	v	h	v	h	v	h	v	h			
1	21/9	19	19	19	nr der Aus-	18 29 5	52 4	80 5	08 4	86 5	29 4	87 3	75	12 87	4 72																						Stellung des Anschlag-
2	28/9	10	18	18	nach) schaltung	18 25 5	54 4	84 5	09 4	92 5	33 4	37 3	76	12 67	4 72																					winkels in den Punkten 1	
3	6/10	5	18	18	nach Auftr. des Bel.	18 20 5	54 4	69 4	96 4	95 5	21 4	54 3	65	12 58	4 68																				und 6		
4	12/10	900	13 5	13 5	Gr. u. Kämpfer.	13 18 5	54 4	68 4	98 5	00 5	27 4	59 3	70	12 57	4 66																				gen Punkten		
5	12/10	1000	13 7	13 7	Gr. u. Kämpfer.	13 19 5	55 4	57 4	90 5	02 5	20 4	69 3	63	12 57	4 64																				λ, λ		
6	12/10	200	14 1	14 1	Gr. u. Kämpfer.	13 19 5	53 4	02 4	55 5	00 4	88 5	19 3	81	12 57	4 64																				λ, λ		
7	12/10	345	14 1	14 1	Gr. u. Kämpfer.	13 19 5	53 3	93 4	48 4	99 4	85 5	26 3	28	12 57	4 63																				λ, λ		
8	12/10	545	14 1	14 1	Gr. u. Kämpfer.	13 20 5	49	Stift	3 85	2 39	9 34	0 89	12 56	4 56																					λ, λ		
9	12/10	900	13 5	13 5	Gr. u. Kämpfer.	13 20 5	49	verbogen	3 85	2 39	9 34	0 89	12 56	4 56																						λ, λ	

Stellung des Anschlag-

winkels in den Punkten 1

und 6

λ, λ

in den übri-

gen Punkten

λ, λ

Riese.

Während der Messung Bruch.

Nur in den Punkten 6, 7, 8

und 10 erhoben.

Bezüglich der Belastung s.

Schema auf Tabelle 3.

Stellung des Anschlags-  
winkels in den Punkten 1  
und 6 u. h. in den übr-  
gen Punkten  
Risee.  
Während der Messung Bruch.  
Nur in den Punkten 6, 7, 8  
und 10 erhoben.  
Bezüglich der Belastung s.  
Schema auf Tabelle 3.

TABELLE 2.

Post-Nr.	Datum	Beobachtungs-Zeit	Temperatur R. °	Belastung		Verschiebungen gegen den Anfangszustand in <i>cm</i> am Punkte																												Anmerkung	
				pro laufenden Meter	zusammen	W <sub>1</sub>	1		2		3		4		5		W <sub>5</sub>	W <sub>6</sub>	6		7		8		9		10		W <sub>10</sub>						
							v	h	v	h	v	h	v	h	v	h			v	h	v	h	v	h	v	h	v	h	v	h	v	h	v		h
1	26/9	215-245	19	vor der Aus-	nicht erhoben	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	nicht erhoben	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	nicht erhoben						
2	28/9	10-1055	18	nach Schalung		-0.04	-0.02	+0.04	-0.01	+0.06	-0.04	+0.00	-0.01	0.00	+0.00		-0.04	+0.01	+0.02	-0.06	+0.04	+0.03	+0.04	-0.01	-0.05	-0.04									
3	6/10	5	18	nach Auftr. des Bel. Ger. u. Nebensch.		-0.09	-0.02	-0.11	+0.12	+0.09	+0.08	+0.17	+0.10	-0.09	+0.04		-0.07	+0.05	+0.20	+0.08	+0.07	+0.18	-0.11	+0.15	-0.11	-0.08									
4	12/10	930	13.5	1.778 20.447		-0.11	-0.02	-0.12	+0.10	+0.14	+0.02	+0.22	+0.05	-0.10	+0.06		-0.13	+0.08	+0.27	+0.09	+0.17	+0.20	-0.06	+0.16	-0.22	-0.18									
5	12/10	1030	13.7	3.050 35.075		-0.10	-0.03	-0.23	+0.18	+0.16	+0.09	+0.32	+0.12	-0.10	+0.08		-0.14	+0.10	+0.37	+0.15	+0.17	+0.24	-0.18	+0.21	-0.22	-0.15									
6	12/10	230	14.1	4.914 56.511		-0.10	-0.01	-0.78	+0.53	+0.14	+0.41	+0.82	+0.44	-0.10	+0.08		-0.13	+0.09	+0.87	+0.46	+0.17	+0.53	-0.74	+0.60	-0.21	-0.13									
7	12/10	345	14.1	4.914 56.511		-0.10	-0.01	-0.87	+0.60	+0.13	+0.44	+0.89	+0.47	-0.10	+0.09		-0.14	+0.09	+0.94	+0.52	+0.16	+0.58	-0.82	+0.63	-0.22	-0.13									
8	12/10	545	14.1	6.437 74.022		-0.09	+0.03		-1.01	+2.90	+4.97	+2.86	-0.12	+0.16	-0.17		+0.16	+4.47	+2.86	-0.88	+2.95	+0.66	-2.01	-0.39	-0.25										
9	13/10	930	13.5	6.437 74.002											-0.14		+0.13	+4.69	+2.97	-0.84	+3.08			-0.36	-0.21										
																																		Währ. d. Messung Bruch. Nur in den Punkten 6, 7, 8 u. 10 erhoben.	

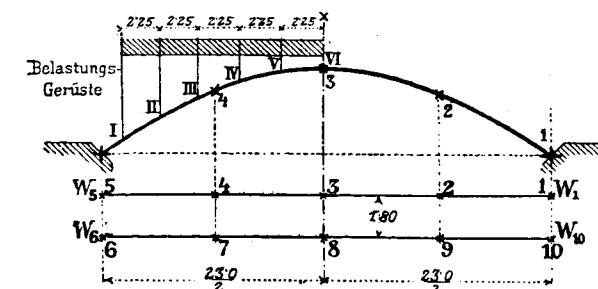
TABELLE 3.

Post-Nr.	Datum	Beobachtungs-Zeit	Temperatur R. o	Belastung		Arithmetisches Mittel in cm aus den Verschiebungen der correspondirenden Punkte												Libellenablesungen am Punkte					Anmerkung		
				pro laufenden Meter	zusammen	W <sub>1</sub> u. W <sub>10</sub>		1 u. 10		2 u. 9		3 u. 8		4. u. 7		5 u. 6		W <sub>5</sub> u. W <sub>6</sub>		1	2	3		4	5
						v	h	v	h	v	h	v	h	v	h	v	h	v	h						
1	26/9	215-245	19	vor } der Aus- nach } schalung nach Auftr. des Bel. Ger. u. Nebensch.	nicht erhoben			0-000	0-000	0-000	0-000	0-000	0-000	0-000	0-000	0-000	0-000	0-000	0-000	0-000	0-000	0-000	0-000	0-000	Risse.  Während d. Messung Bruch. Nur in den Punkten 6, 7, 8 u. 10 erhoben.
2	28/9	10-1055	18			-0-045	-0-080	+0-040	-0-010	+0-050	-0-005	+0-010	-0-035	-0-020	+0-005	+0-32"	+0-15"	-1-30"	-0-25"	+0-15"					
3	6/10	5	18			-0-100	-0-050	-0-110	+0-135	+0-080	+0-130	+0-185	+0-090	-0-080	+0-045	+2-5"	-0-50"	-7-55"	-0-35"	+1-20"					
4	12/10	930	13-5			-0-165	-0-100	-0-090	+0-130	+0-155	+0-110	+0-245	+0-070	-0-115	+0-070	+2-20"	-0-10"	-8-45"	-1-0"	+1-35"					
5	12/10	1030	13-7			-0-160	-0-090	-0-205	+0-195	+0-165	+0-165	+0-345	+0-135	-0-120	+0-090	+32-2"	+33-59"	-10-017"	-26-12"	+7-32"					
6	12/10	230	14-1			-0-155	-0-070	-0-760	+0-565	+0-155	+0-470	+0-845	+0-450	-0-115	+0-085										
7	12/10	345	14-1			-0-160	-0-070	-0-845	+0-615	+0-145	+0-510	+0-915	+0-495	-0-120	+0-090										
8	12/10	545	14-1			-0-240	-0-110	+0-660	-2-010	-0-945	+2-925	+4-720	+2-860	-0-145	+0-160										
9	13/10	930	13-5			-0-360	-0-210			-0-840	+3-080	+4-690	+2-970	-0-140	+0-130										

Die verticalen Verschiebungen sind + nach abwärts, - nach aufwärts.

Die horizontalen Verschiebungen sind + in der Richtung von Punkt 5 gegen Punkt 1 bzw. 6 gegen 10.

Für die Verdrehungen gilt  $\uparrow \downarrow$



Zieger-



Post-Nr.	Datum	Beobachtungs-Zeit	Temperatur Reaumur °	Belastung		Schieberablesungen													
				per lauf. Meter	zusammen	W <sub>1</sub>		1		2		3		4		5		W <sub>5</sub>	
						v	h	v	h	v	h	v	h	v	h	v	h		
																		Tonnen	
1	19/10	10-11	19.00	vor	der Anschaltung nach Montir. d. Belast.-Ger. und Balanceschieben	6.94	7.28	13.48	5.08	12.05	4.50	5.32	5.46	12.24	4.10	13.69	3.77	11.96	6.36
2	21/10	10-11	13.00	nach		6.94	7.27	13.46	5.06	12.14	4.52	5.83	5.41	12.46	4.00	13.65	3.76	11.96	6.38
3	26/10	9 <sup>15</sup> -10	15.00	nach Montir. d. Belast.-Ger. und Balanceschieben		6.95	7.28	13.46	5.03	11.92	4.36	5.98	5.21	12.91	3.73	13.65	3.74	11.94	6.38
4	28/10	9 <sup>30</sup>	5.00	1.778	20.447	6.95	7.34	13.44	5.06	11.91	4.37	5.99	5.21	12.92	3.70	13.63	3.73	11.90	6.39
5	28/10	10 <sup>20</sup>	5.20	3.050	35.075	6.95	7.33	13.43	5.06	11.77	4.29	6.06	5.13	13.10	3.59	13.63	3.73	11.91	6.40
6	28/10	11	5.20	3.991	45.885	6.95	7.33	13.42	5.02	11.49	4.10	6.15	4.95	13.42	3.41	13.62	3.74	11.91	6.40
7	28/10	11 <sup>50</sup>	6.00	4.930	56.695	6.95	7.32	13.42	5.00	10.94	3.77	6.21	4.67	13.89	3.13	13.61	3.72	11.92	6.40
8	28/10	2 <sup>25</sup>	6.00	4.930	56.695	6.94	7.34	13.40	5.01	10.78	3.68	6.28	4.61	14.00	3.05	13.61	3.74	11.93	6.42
9	28/10	3 <sup>45</sup>	6.00	entlastet 1.778	20.447	6.94	7.34	13.42	5.02	11.51	4.12	6.20	4.96	13.42	3.41	13.61	3.74	11.90	6.40
10	28/10	4 <sup>40</sup>	5.15	3.050	35.075	6.94	7.34	13.41	5.02	11.35	4.00	6.25	4.87	13.59	3.30	13.62	3.73	11.91	6.40
11	29/10	8	+1.00	3.050	35.075	6.94	7.33	13.41	5.02	11.31	3.96	6.32	4.84	13.67	3.26	13.62	3.73	11.92	6.40
12	29/10	9 <sup>30</sup>	+2.50	4.930	56.695	6.94	7.34	13.39	5.00	10.78	3.62	6.39	4.57	14.10	2.99	13.63	3.72	11.92	6.41
13	29/10	11	+5.50	5.874	67.548	6.94	7.36	13.39	4.99	9.03	2.74	6.49	3.90	15.15	2.29	13.62	3.74	11.92	6.43
14	29/10	11 <sup>10</sup>	+5.50	5.874	67.548	6.94	7.34	13.38	5.00	2.60	0.00	7.07	1.80	17.12	0.92	13.61	3.72	11.92	6.41
15	29/10	3 <sup>20</sup>	+5.00	entlastet 1.778	20.447	6.94	7.34	13.40	5.02	10.85	3.79	6.59	4.50	14.09	2.98	13.63	3.74	11.92	6.42
16	30/10	9 <sup>30</sup>	± 0.0	1.778	20.447	6.95	7.35	13.39	5.00	10.47	3.84	6.61	4.53	14.07	2.98	13.62	3.72	11.92	6.44
17	16/11	10-11	+2.50	nach erfolgter Abmontirung d. Belast.-Ger.		7.01	7.34	13.38	4.92	11.30	4.34	6.51	4.83	13.57	3.30	13.63	3.64	11.98	6.46

Verschiebungen gegen den																			
1	19/10	10-11	19:00	vor } der Anschaltung nach Montir. des Belast.-Gerüsts		0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	21/10	10-11	13:00	nach }		0.00	-0.01	-0.02	+0.02	-0.09	-0.02	+0.51	+0.05	+0.22	+0.10	-0.04	+0.01	0.00	-0.02
3	26/10	9 <sup>15</sup> -10	15:00	nach Montir. des Belast.-Gerüsts		+0.01	0.00	-0.02	+0.05	-0.13	+0.14	+0.66	+0.25	+0.67	+0.37	-0.04	+0.03	-0.02	-0.02
4	28/10	9 <sup>30</sup>	5:00	1.778	20.447	+0.01	+0.06	-0.04	+0.02	-0.14	+0.13	+0.67	+0.25	+0.68	+0.40	-0.06	+0.04	-0.06	-0.03
5	28/10	10 <sup>20</sup>	5:20	3.050	35.075	+0.01	+0.05	-0.05	+0.02	-0.28	+0.21	+0.74	+0.33	+0.86	+0.51	-0.06	+0.04	-0.05	-0.04
6	28/10	11	5:20	3.991	45.885	+0.01	+0.05	-0.06	+0.06	-0.56	+0.40	+0.83	+0.51	+1.18	+0.69	-0.07	+0.03	-0.05	-0.04
7	28/10	11 <sup>50</sup>	6:00	4.930	56.695	+0.01	+0.04	-0.06	+0.08	-1.11	+0.73	+0.89	+0.79	+1.65	+0.97	-0.08	+0.05	-0.04	-0.04
8	28/10	2 <sup>25</sup>	6:00	4.930	56.695	0.00	+0.06	-0.08	+0.07	-1.27	+0.82	+0.96	+0.85	+1.76	+1.05	-0.08	+0.03	-0.03	-0.06
9	28/10	3 <sup>45</sup>	6:00	entlastet 1.778	20.447	0.00	+0.06	-0.06	+0.06	-0.54	+0.38	+0.88	+0.50	+1.18	+0.69	-0.08	+0.03	-0.06	-0.04
10	28/10	4 <sup>40</sup>	5:15	3.050	35.075	0.00	+0.06	-0.07	+0.06	-0.70	+0.50	+0.93	+0.59	+1.35	+0.80	-0.07	+0.04	-0.05	-0.04
11	29/10	8	+1.00	3.050	35.075	0.00	+0.05	-0.07	+0.06	-0.74	+0.54	+1.00	+0.62	+1.43	+0.84	-0.07	+0.04	-0.04	-0.04
12	29/10	9 <sup>30</sup>	+2.50	4.930	56.695	0.00	+0.06	-0.09	+0.08	-1.27	+0.88	+1.07	+0.89	+1.86	+1.11	-0.06	+0.05	-0.04	-0.05
13	29/10	11	+5.50	5.874	67.548	0.00	+0.08	-0.09	+0.09	-3.02	+1.76	+1.17	+1.56	+2.91	+1.81	-0.07	+0.03	-0.04	-0.07
14	29/10	11 <sup>10</sup>	+5.50	5.874	67.548	0.00	+0.06	-0.10	+0.08	-9.45	+4.50	+1.75	+3.66	+4.88	+3.18	-0.08	+0.05	-0.04	-0.05
15	29/10	3 <sup>20</sup>	+5.00	entlastet 1.778	20.447	0.00	+0.06	-0.08	+0.06	-1.70	+0.71	+1.27	+0.96	+1.85	+1.12	-0.06	+0.03	-0.04	-0.06
16	30/10	9 <sup>30</sup>	± 0.0	1.778	20.447	+0.01	+0.07	-0.09	+0.08	-1.58	+0.66	+1.29	+0.93	+1.83	+1.12	-0.07	+0.05	-0.04	-0.08
17	16/11	10-11	+2.50	nach erfolgter Abmontirung d. Belast.-Ger.		+0.07	+0.06	-0.10	+0.16	-0.75	+0.16	+1.19	+0.63	+1.33	+0.80	-0.06	+0.13	+0.02	-0.10

Die verticalen Verschiebungen sind + nach abwärts, — nach aufwärts.

Die horizontalen Verschiebungen sind + in der Richtung von Punkt 5 gegen Punkt 1, bezw. 6 gegen 10.

## Gewölbe.

in cm am Punkte														Anmerkung	
$W_6$		6		7		8		9		10		$W_{10}$			
$v$	$h$	$v$	$h$	$v$	$h$	$v$	$h$	$v$	$h$	$v$	$h$	$v$	$h$		
12·34	5·57	15·23	3·37	11·81	5·11	4·64	4·81	12·01	5·06	13·78	3·53	5·98	6·20	Stellung des Anschlagswinkels in den Punkten $W_1, W_6, 6$ u. $W_{10}$ 	
12·34	5·57	15·24	3·38	12·06	5·71	5·18	4·84	12·10	5·05	13·77	3·53	6·00	6·19		in
12·33	5·55	15·24	3·40	12·50	5·97	5·32	5·04	11·87	5·24	13·79	3·58	5·99	6·18		den übrigen 
12·29	5·52	15·19	3·40	12·53	6·07	5·36	4·97	11·86	5·21	13·74	3·52	6·01	6·19	Bei ca. 42·2 Tonnen Gesamtbelastung die ersten Risse.	
12·29	5·52	15·20	3·41	12·72	6·20	5·44	5·05	11·73	5·29	13·74	3·54	6·01	6·19		
12·30	5·51	15·17	3·40	13·05	6·39	5·50	5·23	11·44	5·48	13·71	3·57	6·00	6·17		Nach Ableseung Eintritt des Bruches.
12·30	5·52	15·19	3·39	13·50	6·68	5·62	5·53	10·87	5·77	13·69	3·58	6·00	6·16		
12·30	5·52	15·17	3·40	13·64	6·73	5·68	5·58	10·73	5·88	13·69	3·59	6·00	6·17		
12·30	5·52	15·18	3·42	13·04	6·40	5·57	5·22	11·46	5·45	13·70	3·57	6·01	6·19		
12·30	5·53	15·16	3·40	13·23	6·45	5·62	5·32	11·27	5·55	13·70	3·57	6·00	6·18		
12·32	5·53	15·20	3·43	13·30	6·55	5·67	5·37	11·25	5·57	13·72	3·59	5·99	6·17		
12·30	5·52	15·19	3·43	13·71	6·77	5·77	5·64	10·72	5·88	13·68	3·61	6·00	6·16		
12·30	5·53	15·17	3·42	14·62	7·39	5·87	6·27	9·07	6·76	13·66	3·61	6·00	6·15		
12·31	5·53	15·18	3·41	16·71	8·77	6·62	8·37	2·46	10·07	13·67	3·62	6·00	6·16		
12·31	5·54	15·19	3·43	13·69	6·76	5·98	5·70	10·16	6·15	13·69	3·57	5·98	6·17		
12·28	5·55	15·19	3·39	13·68	6·79	5·96	5·68	10·28	?	13·72	3·59	5·99	6·20		
12·30	5·54	15·22	3·41	13·17	6·43	5·88	5·36	11·12	5·65	13·82	3·57	6·00	6·21		

## Anfangszustand in cm am Punkte

0·00	0·00	0·00	0·00	0·00	0·00	0·00	0·00	0·00	0·00	0·00	0·00	0·00	0·00	
0·00	0·00	+0·01	+0·01	+0·25	+0·60	+0·54	+0·03	+0·09	-0·01	-0·01	+0·00	+0·02	+0·01	
-0·01	-0·02	+0·01	+0·03	+0·69	+0·86	+0·68	+0·28	-0·14	+0·18	+0·01	+0·05	+0·01	+0·02	
-0·05	-0·05	-0·04	+0·03	+0·72	+0·96	+0·72	+0·16	-0·15	+0·15	-0·04	-0·01	+0·03	+0·01	Bei ca. 42·2 Tonnen Gesamtbelastung die ersten Risse.
-0·05	-0·05	-0·03	+0·04	+0·91	+1·09	+0·80	+0·24	-0·28	+0·23	-0·04	+0·01	+0·03	+0·01	
-0·04	-0·06	-0·06	+0·03	+1·24	+1·28	+0·86	+0·42	-0·57	+0·42	-0·07	+0·04	+0·02	+0·03	
-0·04	-0·05	-0·04	+0·02	+1·69	+1·57	+0·98	+0·72	-1·14	+0·71	-0·09	+0·05	+0·02	+0·04	Die Risse haben sich ziemlich vollständig geschlossen.
-0·04	-0·05	-0·06	+0·03	+1·83	+1·62	+1·04	+0·77	-1·28	+0·82	-0·09	+0·06	+0·02	+0·03	
-0·04	-0·05	-0·06	+0·05	+1·23	+1·29	+0·93	+0·41	-0·55	+0·39	-0·08	+0·04	+0·03	+0·01	
-0·04	-0·04	-0·07	+0·03	+1·42	+1·34	+0·98	+0·51	-0·74	+0·49	-0·08	+0·04	+0·02	+0·02	Nach Ableseung Eintritt des Bruches.
-0·02	-0·04	-0·03	+0·06	+1·49	+1·44	+1·03	+0·56	-0·76	+0·51	-0·06	+0·06	+0·01	+0·03	
-0·04	-0·05	-0·04	+0·06	+1·90	+1·66	+1·13	+0·83	-1·29	+0·82	-0·10	+0·08	+0·02	+0·04	
-0·04	-0·04	-0·06	+0·05	+2·81	+2·28	+1·23	+1·46	-2·94	+1·70	-0·12	+0·08	+0·02	+0·05	
-0·03	-0·04	-0·05	+0·04	+4·90	+3·66	+1·98	+3·57	-9·55	+5·01	-0·11	+0·09	+0·02	+0·04	
-0·08	-0·03	-0·04	+0·06	+1·88	+1·65	+1·34	+0·89	-1·85	+1·09	-0·09	+0·04	0·00	+0·03	
-0·06	-0·02	-0·04	+0·02	+1·87	+1·68	+1·32	+0·87	-1·73	?	-0·06	+0·06	+0·01	0·00	
-0·04	-0·03	-0·01	+0·04	+1·36	+1·32	+1·24	+0·55	-0·89	+0·59	+0·04	0·04	+0·02	-0·01	

Post-Nr.	Datum	Beobachtungs-Zeit h	Temperatur Reanur °	Belastung per lauf. Meter zusammen Tonnen	Arithmetisches Mittel in cm aus den Verschiebungen der correspondirenden Punkte														Libellenablesungen am Punkte					Anmerkung
					W <sub>1</sub> u. W <sub>10</sub>		1 u. 10		2 u. 9		3 u. 8		4 u. 7		5 u. 6		W <sub>5</sub> u. W <sub>6</sub>		1	2	3	4	5	
					v	h	v	h	v	h	v	h	v	h	v	h	v	h						
1	19/10	10 11	19.00	vor der Ausschaltung	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000						* Der Anschlagwinkel Nr. 7 dürfte eine Verschiebung erfahren haben.
2	21/10	10 11	13.00	nach Montir. d. Belast.-Ger. incl. Balanceschienen	+0.010	0.000	-0.015	+0.010	+0.090	-0.015	+0.525	+0.040	+0.235	+0.350	-0.015	+0.010	0.000	-0.010						
3	26/10	9 15	15.00		+0.010	+0.010	-0.005	+0.050	-0.135	+0.160	+0.670	+0.240	+0.680	+0.615	-0.030	+0.030	-0.015	-0.020						
4	28/10	9 30	5.00	1.778 20.447	+0.020	+0.035	-0.040	+0.005	-0.145	+0.140	+0.695	+0.200	+0.700	+0.680	-0.050	+0.035	-0.055	-0.040	0.0"	0.0"	0.0"	0.0"	0.0"	Bei ca. 42.2 Tonn. Gesamtbelast. die ersten Risse.
5	28/10	10 20	5.20	3.050 35.075	+0.020	+0.030	-0.045	+0.015	-0.280	+0.220	+0.770	+0.285	+0.885	+0.800	-0.045	+0.040	-0.050	-0.045	+ 0.36"	+ 0.33"	- 2.22"	+ 1.12"	0.0"	
6	28/10	11	5.20	3.991 45.885	+0.015	+0.040	-0.065	+0.050	-0.565	+0.410	+0.845	+0.465	+1.210	+0.985	-0.065	+0.030	-0.045	-0.050	+ 1.45"	+ 2.30"	- 7.37"	+ 3.20"	0.0"	
7	28/10	11 50	6.00	4.930 56.695	+0.015	+0.040	-0.075	+0.065	-1.125	+0.720	+0.935	+0.755	+1.670	+1.270	-0.060	+0.035	-0.040	-0.045	+ 4.10"	+ 6.5"	-16.2"	+ 6.00"	0.0"	
8	28/10	2 25	6.00	4.930 56.695	+0.010	+0.045	-0.085	+0.065	-1.275	+0.820	+1.000	+0.810	+1.795	+1.335	-0.070	+0.030	-0.035	-0.055	+ 4.55"	+ 7.15"	-18.30"	+ 6.42"	0.0"	
9	28/10	3 45	6.00	entlastet 1.778 20.447	+0.015	+0.035	-0.070	+0.050	-0.545	+0.385	+0.905	+0.455	+1.205	+0.990	-0.070	+0.040	-0.050	-0.045	+ 1.50"	+ 3.2"	- 8.17"	+ 3.45"	0.0"	
10	28/10	4 40	5.15	3.050 35.075	+0.010	+0.040	-0.075	+0.050	-0.720	+0.495	+0.955	+0.550	+1.385	+1.070	-0.070	+0.035	-0.045	-0.040	+ 2.32"	+ 3.57"	-11.30"	+ 5.2"	0.0"	
11	29/10	8	+ 1.00	3.050 35.075	+0.005	+0.040	-0.065	+0.060	-0.750	+0.525	+1.015	+0.590	+1.460	+1.140	-0.050	+0.050	-0.030	-0.040	+ 2.32"	+ 4.0"	-12.0"	+ 5.30"	0.0"	
12	29/10	9 30	+ 2.50	4.930 56.695	+0.010	+0.050	-0.095	+0.080	-1.280	+0.850	+1.200	+0.860	+1.880	+1.385	-0.050	+0.055	-0.040	-0.050	+ 5.10"	+ 7.10"	-19.10"	+ 7.50"	0.0"	
13	29/10	11	+ 5.50	5.874 67.548	+0.010	+0.065	-0.105	+0.085	-2.980	+1.730	+1.200	+1.510	+2.860	+2.045	-0.065	+0.040	-0.040	-0.055	+14.40"	+17.30"	-41.45"	+14.10"	0.0"	Nach Ablesung Eintritt des Bruches.
14	29/10	11 10	+ 5.50	5.874 67.548	+0.010	+0.050	-0.105	+0.085	-9.455	+4.775	+1.865	+3.615	+4.890	+3.420	-0.065	+0.045	-0.035	-0.045	+58.50"	+56.30"	Libelle verschob.	+27.0"	0.0"	
15	29/10	3 20	+ 5.00	entlastet 1.778 20.447	0.000	+0.045	-0.085	+0.050	-1.775	+0.900	+1.305	+0.925	+1.865	+1.385	-0.050	+0.045	-0.035	-0.045	+ 9.0"	+11.10"	dto.	+ 8.22"	+1.0"	
16	30/10	9 30	+ 0.0	1.778 20.447	+0.010	+0.035	-0.075	+0.070	-1.665	+0.660	+1.305	+0.900	+1.850	+1.400	-0.045	+0.035	-0.050	-0.050						
17	16/11	10 11	+ 2.50	nach Abmontirung des Belast.-Ger.	+0.045	+0.035	-0.030	+0.100	-0.820	+0.375	+1.215	+0.590	+1.345	+1.060	-0.035	+0.085	-0.010	-0.065						

Die verticalen Verschiebungen sind + nach abwärts, — nach aufwärts.

Die horizontalen Verschiebungen sind + in der Richtung von Punkt 5 gegen Punkt 1, bzw. 6 gegen 10. — Für Verdrehungen gilt  $\oplus \ominus$



Post-Nr.	Datum	Beobachtungs-Zeit h	Temperatur Reamur °	Belastung		Arithmetisches Mittel in cm aus den Verschiebungen der correspondirenden Punkte												Libellenachlesungen am Punkte					Anmerkung		
				per lauf. Meter	zusammen	W <sub>1</sub> u. W <sub>10</sub>		1 u. 10		2 u. 9		3 u. 8		4 u. 7		5 u. 6		W <sub>5</sub> u. W <sub>6</sub>		1	2	3		4	5
						v	h	v	h	v	h	v	h	v	h	v	h								
																		Tonnen							
1	23/6	8 <sup>30</sup>	17.5	vor der Anschalung	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000						*) Der Anschlag-Winkel W <sub>10</sub> dürfte verschoben worden sein.		
2	24/6	9 <sup>00</sup> 9 <sup>50</sup>	14.5	nach d. Anschalung	-0.015	0.000	-0.015	-0.025	+0.010	+0.020	+0.060	+0.075	+0.025	+0.025	-0.005	-0.005	+0.005	+0.005							
3	9/7	8 <sup>35</sup> 9 <sup>45</sup>	17.5	nach Montierung des Belast. Gerüstes	-0.065	+0.030	-0.070	-0.045	-0.250	+0.160	+0.075	+0.195	+0.215	+0.205	-0.060	-0.020	-0.020	0.000							
4	18/7	10 <sup>30</sup>	14.8	1.778 20.447	-0.060	+0.070	-0.075	-0.010	-0.160	+0.210	+0.190	+0.160	+0.305	+0.265	-0.035	-0.025	-0.015	+0.005	0.0"	0.0"	0.0"	0.0"		0.0"	
5	18/7	11 <sup>25</sup>	14.4	3.050 35.075	-0.060	+0.065	-0.080	-0.015	-0.215	+0.200	+0.210	+0.145	+0.370	+0.300	-0.035	-0.025	-0.015	0.000	+0.31"	-0.10"	-0.35"	+0.20"	+0.20"	Bei ca. 5.5 t per lauf. Meter traten die ersten Risse auf.	
6	18/7	3	12.5	4.008 46.098	-0.055	+0.050	-0.090	-0.005	-0.265	+0.210	+0.245	+0.230	+0.460	+0.345	-0.040	-0.025	-0.010	-0.015	+1.10"	+0.35"	-1.40"	+0.30"	+0.42"		
7	19/7	9 <sup>15</sup>	13	4.008 46.098	-0.055	+0.050	-0.075	+0.050	-0.275	+0.200	+0.315	+0.270	+0.555	+0.390	-0.035	-0.040	-0.020	-0.020	+1.10"	+0.35"	-1.40"	+0.30"	+0.42"		
8	19/7	10 <sup>15</sup>	13	4.948 56.907	-0.045	+0.040	-0.085	+0.055	-0.370	+0.205	+0.335	+0.300	+0.645	+0.440	-0.025	-0.040	-0.020	-0.025	+2.5"	+0.20"	-2.10"	+1.0"	+0.52"		
9	19/7	11	12.5	5.907 67.930	-0.045	+0.035	-0.100	+0.065	-0.650	+0.300	+0.250	+0.480	+0.955	+0.630	-0.040	-0.040	-0.025	-0.020	+6.50"	+0.28"	-4.50"	+3.5"	+2.7"	Plötzlicher Bruch.	
10	19/7	2 <sup>15</sup>	14.5	1.778 20.447	-0.050	+0.035	-0.070	+0.055	-0.340	+0.205	+0.205	+0.285	+0.585	+0.415	-0.025	-0.030	-0.020	-0.025	+4.50"	+0.45"	-0.10"	+1.5"	+0.57"		
11	19/7	3	15	3.050 35.075	-0.050	+0.040	-0.080	+0.055	-0.430	+0.205	+0.210	+0.335	+0.690	+0.470	-0.025	-0.030	-0.025	-0.020	+5.5"	+0.38"	-0.55"	+1.50"	+1.7"		
12	19/7	3 <sup>45</sup>	15	4.948 56.907	-0.040	+0.040	-0.095	+0.060	-0.625	+0.205	+0.205	+0.455	+0.900	+0.605	-0.025	-0.035	-0.015	-0.020	+6.0"	+0.38"	-2.45"	+3.10"	+1.47"		
13	19/7	5	15	6.847 78.735	-0.045	+0.035	-0.130	+0.065	-0.885	+0.205	+0.180	+0.620	+1.215	+0.780	-0.020	-0.035	-0.010	-0.025	-6.5"	+0.35"	+5.30"	+3.40"	+3.17"		
14	19/7	5 <sup>40</sup>	14	7.239 83.275	-0.040	+0.035	-1.285	+0.315	Senkung ca. 18 cm	-9.850	+0.800	+6.540	+7.995	+5.240	+0.060	+0.020	-0.015	-0.015							
15	20/7	10	14	7.239 83.275	-0.050	+0.025	-1.265	+0.310	?	-10.850	+0.860	+6.585	+8.125	+5.225	+0.100	+0.025	-0.025	-0.020							

Die verticalen Verschiebungen sind + nach abwärts, — nach aufwärts.

Die horizontalen Verschiebungen sind + in der Richtung von Punkt 5 gegen Punkt 1 bzw. 6 gegen 10.

Für die Verdrehungen gilt +, —

## Stapfbetongewölbe

Stamptafelungen

Post-Nr.	Datum	Beobachtungs-Zeit	Temperatur Ro	Belastung		Schieberablesungen													
				pro lauf. Meter	zusammen	W <sub>1</sub>		1		2		3		4		5		W <sub>5</sub>	
						v	h	v	h	v	h	v	h	v	h	v	h	v	h
1	23/6	8-930	17·5	vor } der Aus-schaltung nach } nach Montirung des Belastungsgerüsts	6·83	7·22	18·41	6·91	15·29	9·12	12·30	7·83	12·57	8·73	15·51	7·09	11·54	6·58	
2	24/6	9-950	14·5		6·83	7·22	18·40	6·96	15·31	9·11	12·36	7·69	12·59	8·70	15·51	7·11	11·55	6·59	
3	9/7	835-945	17·5		6·84	7·18	18·38	7·02	15·09	8·88	12·38	7·49	12·80	8·43	15·43	7·11	11·50	6·66	
4	18/7	1020	14·8		1·778 20·447	6·83	7·17	18·29	6·95	15·17	8·90	12·53	7·55	12·89	8·34	15·48	7·11	11·51	6·60
5	18/7	1125	14·4		3·050 35·075	6·83	7·18	18·30	6·95	15·11	8·86	12·54	7·52	12·96	8·31	15·48	7·11	11·51	6·60
6	18/7	3	12·5	4·008 46·098	6·83	7·20	18·28	6·92	15·06	8·81	12·58	7·49	13·04	8·26	15·48	7·11	11·51	6·61	
7	19/7	915	13	4·008 46·098	6·84	7·19	18·29	6·83	15·04	8·79	12·64	7·44	13·14	8·22	15·48	7·11	11·51	6·59	
8	19/7	1015	13	4·948 56·907	6·84	7·21	18·28	6·82	14·95	8·73	12·66	7·41	13·23	8·18	15·49	7·11	11·52	6·59	
9	19/7	11	12·5	5·907 67·930	6·84	7·22	18·28	6·80	14·67	8·54	12·58	7·23	13·54	7·99	15·48	7·10	11·51	6·59	
10	19/7	215	14·5	1·778 20·447	6·83	7·22	18·29	6·81	14·99	8·77	12·53	7·43	13·17	8·20	15·49	7·10	11·51	6·60	
11	19/7	3	15	3·050 35·075	6·83	7·21	18·28	6·81	14·89	8·71	12·54	7·37	13·28	8·14	15·49	7·11	11·52	6·59	
12	19/7	345	15	4·948 56·907	6·84	7·20	18·28	6·80	14·70	8·57	12·53	7·26	13·49	8·02	15·50	7·09	11·52	6·59	
13	19/7	5	15	6·847 78·735	6·83	7·21	18·24	6·79	14·43	8·39	12·51	7·09	13·80	7·84	15·51	7·10	11·53	6·60	
14	19/7	540	14	7·239 83·275	6·84	7·21	17·08	7·12	Stift verbogen		13·12	1·19	20·59	3·32	15·66	6·71	11·52	6·58	
15	20/7	10	14	7·239 83·275	6·83	7·22	17·09	7·12	Stift verbogen		13·24	1·14	20·76	3·32	15·73	6·73	11·50	6·59	



Verschiebungen gegen den																			
1	23/6	8—930	17·5	vor } der Aus-schaltung nach } nach Montirung des Belastungsgerüsts		0·00	0·00	0·00	0·00	0·00	0·00	0·00	0·00	0·00	0·00	0·00	0·00	0·00	0·00
2	24/6	9—950	14·5			0·00	0·00	—0·01	—0·05	+0·02	+0·01	+0·06	+0·14	+0·02	+0·03	0·00	—0·02	+0·01	—0·01
3	9/7	835—945	17·5			+0·01	+0·04	—0·03	—0·11	—0·20	+0·24	+0·08	+0·34	+0·23	+0·30	—0·08	—0·02	—0·04	—0·08
4	18/7	1020	14·8	1·778	20·447	0·00	+0·05	—0·12	—0·04	—0·12	+0·22	+0·23	+0·28	+0·32	+0·39	—0·03	—0·02	—0·03	—0·02
5	18/7	1125	14·4	3·050	35·075	0·00	+0·04	—0·11	—0·04	—0·18	+0·26	+0·24	+0·31	+0·39	+0·42	—0·03	—0·02	—0·03	—0·02
6	18/7	3	12·5	4·008	46·098	0·00	+0·02	—0·13	—0·01	—0·23	+0·31	+0·28	+0·34	+0·47	+0·47	—0·03	—0·02	—0·03	—0·03
7	19/7	915	13	4·008	56·098	+0·01	+0·03	—0·12	+0·08	—0·25	+0·33	+0·34	+0·39	+0·57	+0·51	—0·03	—0·02	—0·03	—0·01
8	19/7	1015	13	4·948	56·907	+0·01	+0·01	—0·13	+0·09	—0·34	+0·39	+0·36	+0·42	+0·66	+0·55	—0·02	—0·02	—0·02	—0·01
9	19/7	11	12·5	5·907	67·930	+0·01	0·00	—0·13	+0·11	—0·62	+0·58	+0·28	+0·60	+0·97	+0·74	—0·03	—0·01	—0·03	—0·01
10	19/7	215	14·5	1·778	20·447	0·00	0·00	—0·12	+0·10	—0·30	+0·35	+0·23	+0·40	+0·60	+0·53	—0·02	—0·01	—0·03	—0·02
11	19/7	3	15	3·050	35·075	0·00	+0·01	—0·13	+0·10	—0·40	+0·41	+0·24	+0·46	+0·71	+0·59	—0·02	—0·02	—0·02	—0·01
12	19/7	345	15	4·948	56·907	+0·01	+0·02	—0·13	+0·11	—0·59	+0·55	+0·23	+0·57	+0·92	+0·71	—0·01	0·00	—0·02	—0·01
13	19/7	5	15	6·847	78·735	0·00	+0·01	—0·17	+0·12	—0·86	+0·73	+0·21	+0·74	+1·23	+0·89	0·00	—0·01	—0·01	—0·02
14	19/7	540	14	7·239	83·275	+0·01	+0·01	—1·33	—0·21	—	—	+0·82	+6·64	+8·02	+5·41	+0·15	+0·38	—0·02	0·00
15	20/7	10	14	7·239	83·275	0·00	0·00	—1·32	—0·21	—	—	+0·94	+6·69	+8·19	+5·41	+0·22	+0·36	—0·04	—0·01

Die verticalen Verschiebungen sind + nach abwärts, — nach aufwärts.  
Die horizontalen Verschiebungen sind + in der Richtung von Punkt 5 gegen Punkt 1, beziehungsweise 6 gegen 10.



der Firma Pittel &amp; Brausewetter.

TABELLE 7 u. 8.

in cm am Punkte														Anmerkung
$W_6$		6		7		8		9		10		$W_{10}$		
v	h	v	h	v	h	v	h	v	h	v	h	v	h	
12·14	5·67	15·21	6·89	10·23	6·73	10·30	6·99	16·07	7·15	15·44	6·48	5·71	6·16	Stellung des Anschlagswinkels in den Punkten 1, $W_6$ , 6 und $W_{10}$  in den übrigen 
12·14	5·69	15·20	6·90	10·26	6·75	10·36	7·00	16·07	7·12	15·42	6·48	5·70	6·16	
12·14	5·75	15·17	6·87	10·43	6·84	10·37	7·04	15·77	7·07	15·33	6·50	5·59	6·18	
12·14	5·70	15·17	6·86	10·52	6·87	10·45	7·03	15·87	6·95	15·41	6·50	5·59	6·25	
12·14	5·69	15·17	6·86	10·58	6·91	10·48	7·07	15·82	7·01	15·39	6·49	5·59	6·25	
12·15	5·67	15·16	6·86	10·68	6·95	10·51	7·11	15·77	7·04	15·39	6·48	5·60	6·24	
12·13	5·64	15·17	6·83	10·77	7·00	10·59	7·13	15·77	7·08	15·41	6·50	5·60	6·23	
12·12	5·63	15·18	6·83	10·86	7·06	10·61	7·17	15·67	7·13	15·41	6·50	5·61	6·23	
12·13	5·64	15·16	6·82	11·17	7·25	10·52	7·35	15·39	7·13	15·37	6·50	5·61	6·23	
12·13	5·64	15·18	6·84	10·80	7·03	10·48	7·16	15·69	7·09	15·42	6·49	5·61	6·23	Bei ca. 5½ t Belastung per lfd. Meter treten die ersten Haarrisse auf.
12·13	5·64	15·18	6·83	10·90	7·08	10·48	7·20	15·61	7·15	15·41	6·49	5·61	6·23	
12·13	5·64	15·17	6·82	11·11	7·23	10·48	7·33	15·41	7·29	15·38	6·49	5·62	6·22	
12·13	5·64	15·17	6·82	11·43	7·40	10·45	7·49	15·16	7·47	15·35	6·49	5·62	6·22	
12·13	5·64	15·18	6·55	18·20	11·80	10·98	13·43	Senkung 18 cm approx.	17·0	14·20	6·06	5·62	6·22	
12·13	5·64	15·19	6·58	18·29	11·77	11·08	13·47		18·0	14·25	6·07	5·61	6·21	

Anfangszustand in cm am Punkte														Bei ca. 5½ t Belastung per lfd. Meter treten die ersten Haarrisse auf.          Plötzlicher Bruch.
0·00	0·00	0·00	0·00	0·00	0·00	0·00	0·00	0·00	0·00	0·00	0·00	0·00	0·00	
0·00	+0·02	-0·01	+0·01	+0·03	+0·02	+0·06	+0·01	0·00	+0·03	-0·02	0·00	-0·01	0·00	
0·00	+0·08	-0·04	-0·02	+0·20	+0·11	+0·07	+0·05	-0·30	+0·08	-0·11	+0·02	-0·12	+0·02	
0·00	+0·03	-0·04	-0·03	+0·29	+0·14	+0·15	+0·04	-0·20	+0·20	-0·03	+0·02	-0·12	+0·09	
0·00	+0·02	-0·04	-0·03	+0·35	+0·18	+0·18	+0·08	-0·25	+0·14	-0·05	+0·01	-0·12	+0·09	
+0·01	0·00	-0·05	-0·03	+0·45	+0·22	+0·21	+0·12	-0·30	+0·11	-0·05	0·00	-0·11	+0·08	
-0·01	-0·03	-0·04	-0·06	+0·54	+0·27	+0·29	+0·14	-0·30	+0·07	-0·03	+0·02	-0·11	+0·07	
-0·02	-0·04	-0·03	-0·06	+0·63	+0·33	+0·31	+0·18	-0·40	+0·02	-0·03	+0·02	-0·10	+0·07	
-0·01	-0·03	-0·05	-0·07	+0·94	+0·52	+0·22	+0·36	-0·68	+0·02	-0·07	+0·02	-0·10	+0·07	
-0·01	-0·03	-0·03	-0·05	+0·57	+0·30	+0·18	+0·17	-0·38	+0·06	-0·02	+0·01	-0·10	+0·07	
-0·01	-0·03	-0·03	-0·04	+0·67	+0·35	+0·18	+0·21	-0·46	0·00	-0·03	+0·01	-0·10	+0·07	
-0·01	-0·03	-0·04	-0·07	+0·88	+0·50	+0·18	+0·34	-0·66	-0·14	-0·06	+0·01	-0·09	+0·06	
-0·01	-0·03	-0·04	-0·06	+1·20	+0·67	+0·15	+0·50	-0·91	-0·32	-0·09	+0·01	-0·09	+0·06	
-0·01	-0·03	-0·03	-0·34	+7·97	+5·07	+0·68	+6·44	—	-9·85	-1·24	-0·42	-0·09	+0·06	
-0·01	-0·03	-0·02	-0·31	+8·06	+5·04	+0·78	+6·48	—	-10·85	-1·19	-0·41	-0·10	+0·05	

## Monier-Gewölbe der

Monier-Gewölbe

Post-Nr.	Datum	Beobachtungs-Zeit	Temperatur Reaumur °	Belastung		Schieberablesungen													
				per lauf. Meter	zusammen	W <sub>1</sub>		1		2		3		4		5		W <sub>5</sub>	
						v	h	v	h	v	h	v	h	v	h	v	h	v	h
1	28/7	9 <sup>30</sup> 10 <sup>00</sup>	17.80	vor	} der Aus- sach- lung	12.99	8.92	14.74	6.01	23.80	8.24	10.53	7.75	10.62	8.68	14.84	6.36	13.13	6.73
2	8/8	9 <sup>30</sup> 10 <sup>00</sup>	18.80	nach		12.99	8.92	14.68	5.91	23.67	8.08	10.71	7.66	10.76	8.56	14.80	6.32	13.13	6.73
3	13/8	4 <sup>55</sup> 5 <sup>00</sup>	19.20	nach Montir. des	} Belast.-Gerüstes vor der Belast.	12.98	8.93	14.68	5.86	23.54	8.04	10.64	7.55	10.86	8.46	14.79	6.33	13.13	6.72
4	25/8	8 <sup>50</sup>	21.60	1.778		20.447	12.93	8.93	14.61	5.81	23.53	7.86	10.46	7.22	10.92	8.23	14.76	6.35	13.12
5	25/8	10 <sup>30</sup>	24.00	3.050	35.075	12.92	8.94	14.61	5.82	23.40	7.80	10.50	7.17	11.03	8.17	14.77	6.35	13.12	6.74
6	25/8	11 <sup>30</sup>	24.50	3.990	45.884	12.91	8.94	14.61	5.79	23.20	7.69	10.54	7.10	11.16	8.09	14.78	6.35	13.11	6.73
7	25/8	12 <sup>30</sup>	25.00	4.929	56.693	12.91	8.94	14.62	5.80	23.00	7.56	10.57	6.99	11.32	8.01	14.77	6.36	13.12	6.73
8	25/8	2 <sup>30</sup>	25.00	4.929	56.693	12.91	8.95	14.62	5.80	22.96	7.54	10.53	6.98	11.32	8.00	14.78	6.36	13.12	6.73
9	25/8	3 <sup>15</sup>	25.00	5.879	67.609	12.91	8.94	14.60	5.80	22.71	7.41	10.54	6.84	11.50	7.87	14.77	6.36	13.10	6.73
10	25/8	4 <sup>30</sup>	24.00	6.828	78.525	12.91	8.94	14.60	5.81	22.31	7.17	10.56	6.64	11.82	7.70	14.78	6.35	13.12	6.73
11	25/8	5 <sup>45</sup>	22.50	7.779	89.460	12.91	8.94	14.58	5.82	21.85	6.88	10.59	6.39	12.17	7.49	14.78	6.36	13.14	6.73
12	25/8	6 <sup>45</sup>	22.00	8.675	99.561	12.91	8.94	14.55	5.83	21.33	6.55	10.64	6.13	12.57	7.24	14.78	6.36	13.11	6.74
13	26/8	8 <sup>30</sup>	13.00	nach der Entlast.	1.778 20.447	12.90	8.93	14.59	5.82	22.82	7.44	10.54	6.76	11.50	7.55	14.74	6.36	13.10	6.72
14	26/8	10 <sup>20</sup>	15.00	5.879	67.609	12.90	8.93	14.54	5.85	21.98	6.90	10.72	6.32	12.24	7.40	14.76	6.36	13.11	6.72
15	26/8	12 <sup>15</sup>	18.00	8.675	99.561	12.90	8.93	14.49	5.85	21.17	6.39	10.86	5.91	12.87	7.00	14.76	6.36	13.11	6.72
16	26/8	2 <sup>45</sup>	18.50	10.284	118.272	12.91	8.93	14.42	5.84	19.98	5.64	10.97	5.33	13.77	6.47	14.77	6.35	13.11	6.72
17	26/8	3 <sup>45</sup>	18.50	11.095	127.591	12.91	8.94	14.35	5.85	19.10	5.17	11.14	4.96	14.28	6.13	14.78	6.34	13.11	6.72
18	26/8	4 <sup>45</sup>	18.00	11.900	136.855	12.91	8.94	14.27	5.83	17.65	4.28	11.32	4.26	15.31	5.48	14.80	6.32	13.11	6.72
19	26/8	5	18.00	12.706	146.119	12.91	8.94	13.73	5.76	Stift schief gedrückt				22.84	0.43	14.73	6.00	13.11	6.72
20	31/8	7 <sup>30</sup>	14.50	nach vollständ. Entlastung		12.90	8.92	13.90	5.72	10.15	1.49	12.61	0.50	19.84	2.26	14.77	6.06	13.09	6.71

Verschiebungen gegen den																			
1	28/7	9 <sup>30</sup> —10 <sup>00</sup>	17.80	vor	der Aus-	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	8/8	9 <sup>30</sup> —10 <sup>00</sup>	18.80	nach	Aus-	0.00	0.00	-0.06	-0.10	-0.13	+0.16	+0.13	+0.09	+0.14	+0.12	-0.04	+0.04	0.00	0.00
3	13/8	4 <sup>55</sup> —5 <sup>00</sup>	19.20	nach Montir. des	Gerüstes	-0.01	-0.01	-0.06	-0.15	-0.26	+0.20	+0.06	+0.20	+0.24	+0.22	-0.05	+0.03	0.00	+0.01
4	25/8	8 <sup>50</sup>	21.60	vor der Belast.	1.778 20.447	-0.06	-0.01	-0.13	-0.20	-0.27	+0.38	-0.12	+0.53	+0.30	+0.45	-0.08	+0.01	-0.01	-0.01
5	25/8	10 <sup>30</sup>	24.00	3.050	35.075	-0.07	-0.02	-0.13	-0.19	-0.40	+0.44	-0.08	+0.58	+0.41	+0.51	-0.07	+0.01	-0.01	-0.01
6	25/8	11 <sup>30</sup>	24.50	3.990	45.884	-0.08	-0.02	-0.13	-0.22	-0.60	+0.55	-0.04	+0.65	+0.54	+0.59	-0.06	+0.01	-0.02	0.00
7	25/8	12 <sup>30</sup>	25.00	4.929	56.693	-0.08	-0.02	-0.12	-0.21	-0.80	+0.68	-0.01	+0.76	+0.70	+0.67	-0.07	0.00	-0.01	0.00
8	25/8	2 <sup>30</sup>	25.00	4.929	56.693	-0.08	-0.03	-0.12	-0.21	-0.84	+0.70	-0.05	+0.77	+0.70	+0.68	-0.06	0.00	-0.01	0.00
9	25/8	3 <sup>15</sup>	25.00	5.879	67.609	-0.08	-0.02	-0.14	-0.21	-1.09	+0.83	-0.04	+0.91	+0.88	+0.81	-0.07	0.00	-0.03	0.00
10	25/8	4 <sup>30</sup>	24.00	6.828	78.525	-0.08	-0.02	-0.14	-0.20	-1.49	+1.07	-0.02	+1.11	+1.20	+0.98	-0.06	+0.01	-0.01	0.00
11	25/8	5 <sup>45</sup>	22.50	7.779	89.460	-0.08	-0.02	-0.16	-0.19	-1.95	+1.36	+0.01	+1.36	+1.55	+1.19	-0.06	0.00	0.01	0.00
12	25/8	6 <sup>45</sup>	22.00	8.675	99.561	-0.08	-0.02	-0.19	-0.18	-2.47	+1.69	+0.04	+1.62	+1.95	+1.44	-0.06	0.00	-0.02	+0.01
13	26/8	8 <sup>30</sup>	13.00	nach der Entlast.	1.778 20.447	-0.09	-0.01	-0.15	-0.09	-0.98	+0.80	-0.04	+0.99	+0.88	+1.13	-0.10	0.00	-0.03	-0.01
14	26/8	10 <sup>20</sup>	15.00	5.879	67.609	-0.09	-0.01	-0.20	-0.16	-1.82	+1.34	+0.14	+1.43	+1.62	+1.28	-0.08	0.00	-0.02	-0.01
15	26/8	12 <sup>15</sup>	18.00	8.675	99.561	-0.09	-0.01	-0.25	-0.16	-2.63	+1.85	+0.28	+1.84	+2.25	+1.68	-0.08	0.00	-0.02	-0.01
16	26/8	2 <sup>45</sup>	18.50	10.284	118.272	-0.08	-0.01	-0.32	-0.17	-3.82	+2.60	+0.39	+2.42	+3.15	+2.21	-0.07	+0.01	-0.02	-0.01
17	26/8	3 <sup>45</sup>	18.50	11.095	127.591	-0.08	-0.02	-0.39	-0.16	-4.70	+3.07	+0.56	+2.79	+3.66	+2.55	-0.06	+0.02	-0.02	-0.01
18	26/8	4 <sup>45</sup>	18.00	11.900	136.855	-0.08	-0.02	-0.47	-0.18	-6.15	+3.96	+0.74	+3.49	+4.79	+3.20	-0.04	+0.04	-0.02	-0.01
19	26/8	5	18.00	12.706	146.119	-0.08	-0.02	-1.01	-0.35	—	—	—	—	+12.22	+8.25	-0.11	+0.36	—	—
20	31/8	7 <sup>30</sup>	14.50	nach vollständ. Entlastung		-0.09	-0.00	-0.84	-0.29	-13.65	+6.75	+2.03	+7.25	+9.22	+6.42	-0.07	+0.30	-0.04	-0.02

Die verticalen Verschiebungen sind + nach abwärts, — nach aufwärts.

Die horizontalen Verschiebungen sind + in der Richtung von Punkt 5 gegen Punkt 1, bew. 6 gegen 10.

Firma G. A. Wayss & Co.

Firma G. A. Wayss & Co.

in cm am Punkte														Anmerkung
W <sub>6</sub>		6		7		8		9		10		W <sub>10</sub>		
v	h	v	h	v	h	v	h	v	h	v	h	v	h	
13.46	6.30	15.02	6.63	10.21	6.38	10.14	6.69	22.53	4.21	15.03	6.66	13.97	6.73	Stellung des Anschlagwinkels in den Punkten 1, W <sub>5</sub> , 6 und W <sub>10</sub> <div><math>\begin{array}{c} v \\ h \end{array}</math></div>
13.46	6.30	14.94	6.58	10.35	6.46	10.24	6.68	22.40	4.23	14.97	6.63	13.97	6.73	
13.46	6.30	14.95	6.59	10.45	6.49	10.15	6.69	22.21	4.21	14.93	6.67	13.94	6.66	in den übrigen <div><math>\begin{array}{c} v \\ h \end{array}</math></div>
13.46	6.34	14.96	6.60	10.50	6.58	10.03	6.83	22.04	4.23	14.97	6.61	13.90	6.65	
13.46	6.35	14.96	6.60	10.60	6.62	10.06	6.88	21.85	4.28	14.96	6.61	13.89	6.62	Haarrisse.
13.46	6.34	14.96	6.60	10.74	6.70	10.10	6.96	21.66	4.37	14.94	6.61	13.90	6.63	
13.46	6.35	14.96	6.60	10.89	6.80	10.12	7.04	21.45	4.45	14.92	6.62	13.90	6.62	Bruch.
13.46	6.35	14.96	6.60	10.90	6.79	10.08	7.05	21.40	4.48	14.93	6.61	13.90	6.63	
13.46	6.35	14.96	6.60	10.90	6.79	10.08	7.05	21.40	4.48	14.93	6.61	13.90	6.63	Bruch.
13.45	6.35	14.96	6.60	11.08	6.89	10.07	7.18	21.17	4.65	14.91	6.62	13.90	6.64	
13.45	6.36	14.98	6.59	11.39	7.09	10.11	7.37	20.78	4.89	14.89	6.62	13.90	6.63	Bruch.
13.46	6.37	14.98	6.59	11.74	7.30	10.15	7.62	20.32	5.13	14.87	6.63	13.91	6.65	
13.45	6.37	14.99	6.59	12.15	7.53	10.20	7.86	19.77	5.44	14.83	6.64	13.90	6.65	Bruch.
13.46	6.36	14.96	6.58	11.12	6.91	10.12	7.17	21.27	4.54	14.88	6.62	13.89	6.66	
13.46	6.36	14.96	6.58	11.12	6.91	10.12	7.17	21.27	4.54	14.88	6.62	13.89	6.66	Bruch.
13.46	6.37	14.97	6.58	11.84	7.32	10.30	7.60	20.43	5.08	14.86	6.60	13.89	6.65	
13.46	6.36	14.97	6.58	12.48	7.69	10.43	8.00	19.59	5.58	14.79	6.62	13.89	6.64	Bruch.
13.46	6.36	14.97	6.58	12.48	7.69	10.43	8.00	19.59	5.58	14.79	6.62	13.89	6.64	
13.46	6.36	14.99	6.58	13.32	8.23	10.52	8.53	18.38	6.30	14.70	6.61	13.88	6.63	Bruch.
13.46	6.36	14.99	6.58	13.32	8.23	10.52	8.53	18.38	6.30	14.70	6.61	13.88	6.63	
13.46	6.37	15.00	6.64	13.89	8.55	10.68	8.91	17.52	6.82	14.65	6.60	13.89	6.64	Bruch.
13.46	6.37	15.00	6.54	14.90	9.22	10.83	9.60	16.10	7.67	11.54	6.59	13.89	6.64	
13.46	6.37	15.00	6.54	14.90	9.22	10.83	9.60	16.10	7.67	11.54	6.59	13.89	6.64	Bruch.
		14.96	6.26	22.64	14.28	13.10	15.57	14.50	14.94	13.87	6.54			
		14.96	6.26	22.64	14.28	13.10	15.57	14.50	14.94	13.87	6.54			Bruch.
		14.96	6.26	22.64	14.28	13.10	15.57	14.50	14.94	13.87	6.54			
13.46	6.41	14.96	6.35	19.47	12.35	11.85	13.55	8.07	12.49	14.02	6.55	13.90	6.62	Bruch.


Anfangszustand in cm am Punkte

0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Haarrisse.
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
0.00	0.00	-0.08	+0.05	+0.14	+0.08	+0.10	-0.01	-0.13	+0.02	-0.04	-0.03	0.00	0.00	Bruch.
0.00	0.00	-0.07	+0.04	+0.24	+0.11	+0.01	0.00	-0.32	0.00	-0.10	+0.01	-0.03	-0.07	
0.00	0.00	-0.07	+0.04	+0.24	+0.11	+0.01	0.00	-0.32	0.00	-0.10	+0.01	-0.03	-0.07	Bruch.
0.00	0.00	-0.07	+0.04	+0.24	+0.11	+0.01	0.00	-0.32	0.00	-0.10	+0.01	-0.03	-0.07	
0.00	-0.04	-0.06	+0.03	+0.29	+0.20	-0.11	+0.14	-0.49	+0.02	-0.06	-0.05	-0.07	-0.08	Bruch.
0.00	-0.04	-0.06	+0.03	+0.29	+0.20	-0.11	+0.14	-0.49	+0.02	-0.06	-0.05	-0.07	-0.08	
0.00	-0.05	-0.06	+0.03	+0.39	+0.24	-0.08	+0.19	-0.68	+0.07	-0.07	-0.05	-0.08	-0.11	Bruch.
0.00	-0.05	-0.06	+0.03	+0.39	+0.24	-0.08	+0.19	-0.68	+0.07	-0.07	-0.05	-0.08	-0.11	
0.00	-0.04	-0.06	+0.03	+0.53	+0.32	-0.04	+0.27	-0.87	+0.16	-0.09	-0.05	-0.07	-0.10	Bruch.
0.00	-0.04	-0.06	+0.03	+0.53	+0.32	-0.04	+0.27	-0.87	+0.16	-0.09	-0.05	-0.07	-0.10	
0.00	-0.05	-0.06	+0.03	+0.68	+0.42	-0.02	+0.35	-1.08	+0.24	-0.11	-0.04	-0.07	-0.11	Bruch.
0.00	-0.05	-0.06	+0.03	+0.68	+0.42	-0.02	+0.35	-1.08	+0.24	-0.11	-0.04	-0.07	-0.11	
0.00	-0.05	-0.06	+0.03	+0.69	+0.41	-0.06	+0.36	-1.13	+0.27	-0.13	-0.05	-0.07	-0.10	Bruch.
0.00	-0.05	-0.06	+0.03	+0.69	+0.41	-0.06	+0.36	-1.13	+0.27	-0.13	-0.05	-0.07	-0.10	
-0.01	-0.05	-0.06	+0.03	+0.87	+0.51	-0.07	+0.49	-1.36	+0.44	-0.12	-0.04	-0.07	-0.09	Bruch.
-0.01	-0.05	-0.06	+0.03	+0.87	+0.51	-0.07	+0.49	-1.36	+0.44	-0.12	-0.04	-0.07	-0.09	
-0.01	-0.06	-0.04	+0.04	+1.18	+0.71	-0.03	+0.68	-1.75	+0.68	-0.14	-0.04	-0.07	-0.10	Bruch.
-0.01	-0.06	-0.04	+0.04	+1.18	+0.71	-0.03	+0.68	-1.75	+0.68	-0.14	-0.04	-0.07	-0.10	
0.00	-0.07	-0.04	+0.04	+1.53	+0.92	+0.01	+0.93	-2.21	+0.92	-0.16	-0.03	-0.06	-0.08	Bruch.
0.00	-0.07	-0.04	+0.04	+1.53	+0.92	+0.01	+0.93	-2.21	+0.92	-0.16	-0.03	-0.06	-0.08	
-0.01	-0.07	-0.03	+0.04	+1.94	+1.15	+0.06	+1.17	-2.76	+1.23	-0.20	-0.02	-0.07	-0.08	Bruch.
-0.01	-0.07	-0.03	+0.04	+1.94	+1.15	+0.06	+1.17	-2.76	+1.23	-0.20	-0.02	-0.07	-0.08	
0.00	-0.06	-0.06	+0.05	+0.91	+0.53	-0.02	+0.48	-1.26	+0.33	-0.15	-0.04	-0.08	-0.07	Bruch.
0.00	-0.06	-0.06	+0.05	+0.91	+0.53	-0.02	+0.48	-1.26	+0.33	-0.15	-0.04	-0.08	-0.07	
0.00	-0.07	-0.05	+0.05	+1.63	+0.94	+0.16	+0.91	-2.10	+0.87	-0.17	-0.06	-0.08	-0.08	Bruch.
0.00	-0.07	-0.05	+0.05	+1.63	+0.94	+0.16	+0.91	-2.10	+0.87	-0.17	-0.06	-0.08	-0.08	
0.00	-0.06	-0.05	+0.05	+2.27	+1.31	+0.29	+1.31	-2.94	+1.37	-0.24	-0.04	-0.08	-0.09	Bruch.
0.00	-0.06	-0.05	+0.05	+2.27	+1.31	+0.29	+1.31	-2.94	+1.37	-0.24	-0.04	-0.08	-0.09	
0.00	-0.06	-0.03	+0.05	+3.11	+1.85	+0.38	+1.84	-4.15	+2.09	-0.33	-0.05	-0.09	-0.10	Bruch.
0.00	-0.06	-0.03	+0.05	+3.11	+1.85	+0.38	+1.84	-4.15	+2.09	-0.33	-0.05	-0.09	-0.10	
0.00	-0.07	-0.02	-0.01	+3.68	+2.17	+0.54	+2.22	-5.01	+2.61	-0.38	-0.06	-0.08	-0.09	Bruch.
0.00	-0.07	-0.02	-0.01	+3.68	+2.17	+0.54	+2.22	-5.01	+2.61	-0.38	-0.06	-0.08	-0.09	
0.00	-0.07	-0.02	+0.09	+4.69	+2.84	+0.69	+2.91	-6.43	+3.46	-0.49	-0.07	-0.08	-0.09	Bruch.
0.00	-0.07	-0.02	+0.09	+4.69	+2.84	+0.69	+2.91	-6.43	+3.46	-0.49	-0.07	-0.08	-0.09	
—	—	-0.06	+0.37	+12.43	+7.90	+2.95	+8.88	-8.03	+10.73	-1.16	-0.12	—	—	Bruch.
—	—	-0.06	+0.37	+12.43	+7.90	+2.95	+8.88	-8.03	+10.73	-1.16	-0.12	—	—	
0.00	-0.11	-0.06	+0.28	+9.26	+5.97	+1.71	+6.86	-14.46	+8.28	-1.01	-0.09	0.07	-0.11	Bruch.

Post-Nr.	Datum	Beobachtungszeit	Temperatur Reaumur °	Belastung		Arithmetisches Mittel in cm aus den Verschiebungen der correspondirenden Punkte														Libellenablesungen am Punkte					Anmerkung
				pro lauf. Meter	zusammen	W <sub>1</sub> u. W <sub>10</sub>		1 u. 10		2 u. 9		3 u. 8		4 u. 7		5 u. 6		W <sub>5</sub> u. W <sub>6</sub>		1	2	3	4	5	
						v	h	v	h	v	h	v	h	v	h	v	h	v	h						
1	28/7	9 <sup>35</sup> 10 <sup>30</sup>	17.8	vor	der	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000							
2	8/8	9 <sup>20</sup> 10 <sup>25</sup>	18.8	nach	Aus- schalung	0.000	0.000	-0.050	-0.065	-0.130	+0.090	+0.125	+0.040	+0.140	+0.100	-0.060	+0.045	-0.020	0.000						
3	18/8	4 <sup>55</sup> 5 <sup>40</sup>	19.2	nach Mon- tierung des Be- last.-Gerüstes		-0.020	-0.040	-0.080	-0.070	-0.290	+0.100	+0.035	+0.100	+0.240	+0.165	-0.060	+0.035	-0.015	+0.005						
4	25/8	8 <sup>50</sup>	21.6	1.778	20.447	-0.065	-0.045	-0.095	-0.125	-0.380	+0.200	-0.115	+0.385	+0.295	+0.325	-0.070	+0.020	-0.005	-0.025	0'0"	0'0"	0'0"	0'0"	0'0"	
5	25/8	10 <sup>00</sup>	24	3.050	35.075	-0.075	-0.065	-0.010	-0.120	-0.540	+0.255	-0.080	+0.385	+0.400	+0.375	-0.065	+0.020	-0.005	-0.030	+0'39"	+0'13"	-1'58"	+0'26"	0'0"	
6	25/8	11 <sup>00</sup>	24.5	3.990	45.884	-0.075	-0.060	-0.110	-0.135	-0.735	+0.355	-0.040	+0.460	+0.535	+0.455	-0.060	+0.020	-0.010	-0.020	+2'0"	+0'20"	-4'22"	+1'8"	0'0"	
7	25/8	12 <sup>30</sup>	25	4.929	56.693	-0.075	-0.065	-0.115	-0.125	-0.940	+0.460	-0.015	+0.555	+0.690	+0.545	-0.065	+0.015	-0.005	-0.025	+3'39"	+0'40"	-4'15"	+2'0"	0'0"	
8	25/8	2 <sup>30</sup>	25	4.929	56.693	-0.075	-0.065	-0.125	-0.130	-0.985	+0.485	-0.055	+0.565	+0.695	+0.545	-0.060	+0.015	-0.005	-0.025	+3'42"	+0'54"	-4'17"	+2'1"	0'0"	
9	25/8	3 <sup>15</sup>	25	5.879	67.609	-0.075	-0.055	-0.135	-0.125	-1.225	+0.635	-0.055	+0.700	+0.875	+0.660	-0.065	+0.015	-0.020	-0.025	+4'28"	+1'45"	-5'50"	+3'20"	+0'50"	
10	25/8	4 <sup>30</sup>	24	6.828	78.525	-0.075	-0.060	-0.140	-0.120	-1.620	+0.875	-0.025	+0.895	+1.190	+0.845	-0.050	+0.025	-0.010	-0.030	+5'51"	+4'10"	-9'16"	+5'10"	+0'50"	Haar- risse
11	25/8	5 <sup>45</sup>	22.5	7.779	89.460	-0.070	-0.050	-0.160	-0.110	-2.080	+1.140	+0.010	+1.145	+1.540	+1.055	-0.050	+0.020	-0.005	-0.035	+6'57"	+6'34"	-17'3"	+7'52"	+1'10"	
12	25/8	6 <sup>45</sup>	22	8.675	99.561	-0.075	-0.050	-0.195	-0.100	-2.615	+1.460	+0.050	+1.395	+1.945	+1.295	-0.045	+0.020	-0.015	-0.040	+10'50"	+8'40"	-30'30"	+9'40"	+1'10"	
13	26/8	8 <sup>30</sup>	13	nach Entlast. 1.778 20.447		-0.085	-0.040	-0.150	-0.065	-1.120	+0.565	-0.030	+0.735	+0.895	+0.830	-0.080	+0.025	-0.015	-0.025	+3'35"	+3'30"	-10'0"	+3'42"	0'0"	
14	26/8	10 <sup>30</sup>	15	5.879	67.609	-0.085	-0.045	-0.185	-0.110	-1.960	+1.105	+0.150	+1.170	+1.625	+1.110	-0.065	+0.025	-0.010	-0.030	+8'26"	+6'17"	-20'34"	+8'18"	+1'40"	
15	26/8	12 <sup>15</sup>	18	8.675	99.561	-0.085	-0.050	-0.245	-0.100	-2.785	+1.610	+0.285	+1.575	+2.260	+1.495	-0.065	+0.025	-0.010	-0.025	+13'42"	+8'20"	-30'25"	+12'24"	+1'40"	
16	26/8	2 <sup>45</sup>	18.5	10.284	118.272	-0.085	-0.055	-0.325	-0.110	-3.985	+2.345	+0.385	+2.130	+3.130	+2.030	-0.050	+0.030	-0.010	-0.025	+22'22"	+11'0"	-44'40"	+16'57"	+6'20"	
17	26/8	3 <sup>45</sup>	18.5	11.095	127.591	-0.080	-0.055	-0.385	-0.110	-4.855	+2.840	+0.550	+2.505	+3.670	+2.360	-0.040	+0.005	-0.010	-0.030	+28'30"	+11'20"	-53'30"	+20'0"	+8'30"	
18	26/8	4 <sup>45</sup>	18	11.900	136.855	-0.080	-0.055	-0.480	-0.125	-6.290	+3.710	+0.715	+3.200	+4.740	+3.020	-0.030	+0.065	-0.010	-0.030	+38'0"	+15'50"	-55'30"	+25'40"	+13'32"	
19	26/8	5	18	12.706	146.119	-0.080	?	-1.085	-0.235	?	+10.730	?	+8.880	+12.325	+8.075	-0.085	+0.365	-	-						Bruch
20	31/8	7 <sup>00</sup>	14.5	nach vollständ. Entlastung		-0.080	-0.035	-0.921	-0.190	-14.055	+7.515	+1.870	+7.055	+9.240	+6.195	-0.065	+0.290	-0.020	-0.045						

Die verticalen Verschiebungen sind + nach abwärts, - nach aufwärts.

Die horizontalen Verschiebungen sind + in der Richtung von Punkt 5 gegen Punkt 1 bzw. 6 gegen 10.

Für die Verdrehungen gilt 

Post-Nr.	Datum	Beobachtungszeit	Temperatur Reamur °	Belastung		Arithmetisches Mittel in cm aus den Verschiebungen der correspondirenden Punkte												Libellenablesungen am Punkte					Anmerkung		
				pro lauf. Met.	zusammen	W <sub>1</sub> u. W <sub>10</sub>		1 u. 10		2 u. 9		3 u. 8		4 u. 7		5 u. 6		W <sub>5</sub> u. W <sub>6</sub>		1	2	3		4	5
						v	h	v	h	v	h	v	h	v	h	v	h	v	h						
1	29/9	815	17.5	*		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0' 0"	0' 0"	0' 0"	0' 0"	0' 0"	I. mit 3.54 Tonnen II, III, IV, V. " 3.68 " " 3

Die verticalen Verschiebungen sind + nach abwärts-, — nach aufwärts.

Die horizontalen Verschiebungen sind + in der Richtung von Punkt 5 gegen Punkt 1 bzw. 6 gegen 10.

Für die Verdrehungen gilt  $\begin{matrix} \uparrow & \downarrow \end{matrix}$ 

Bei Beginn der Erprobung durch das Eigengewicht des Belastungsgerätes war der Krümmungsbogen:

I. mit 3.54 Tonnen  $\frac{3.54}{2} = 1.77$

II. III. IV. V.  $\frac{3.88}{2} = 1.94$

brach

Post-Nr.	Datum	Beobachtungs-Zeit	Temperatur Reaumur °	Belastung		Schieberablesungen													
				per lauf. Meter	zusammen	W <sub>1</sub>		1		2		3		4		5		W <sub>6</sub>	
						v	h	v	h	v	h	v	h	v	h	v	h	v	h
1	29/9	8 <sup>15</sup>	17-50			6.79	7.26	10.21	6.92	11.62	9.49	8.32	9.93	10.57	7.94	10.40	7.08	10.66	6.95
2	29/9	9 <sup>15</sup>	17-00	3.029	34.8335	6.79	7.28	10.07	6.81	10.59	8.84	8.43	9.45	11.53	7.35	10.51	7.01	10.65	6.96
3	29/9	10	17-50	4.909	56.4535	6.80	7.28	9.88	6.68	9.07	7.86	8.66	8.72	13.08	6.42	10.73	6.92	10.64	6.95
4	29/9	11	18-50	5.858	67.367	6.80	7.29	9.77	6.60	8.22	7.33	8.76	8.34	13.89	5.94	10.84	6.85	10.65	6.94
5	29/9	12	19 00	entlastet		6.79	7.29	10.14	6.88	10.95	9.25	8.08	9.78	10.82	7.78	10.47	7.06	10.65	6.94
6	29/9	3	20-00	5.858	67.367	6.79	7.28	9.77	6.61	8.19	7.33	8.67	8.31	13.83	5.92	10.84	6.85	10.66	6.94
7	29/9	4	19-00	6.807	78.2805	6.80	7.28	9.68	6.55	7.46	6.78	8.90	7.88	14.77	5.38	10.97	6.78	10.65	6.94
8	29/9	4 <sup>50</sup>	18-00	7.758	89.217	6.80	7.28	9.57	6.47	6.72	6.23	9.17	7.44	15.70	4.85	11.10	6.71	10.65	6.94
9	30/9	7 <sup>10</sup>	11-00	7.758	89.217	6.79	7.28	9.59	6.45	6.96	6.19	9.57	7.39	16.01	4.72	11.13	6.70	10.65	6.96
10	30/9	8 <sup>25</sup>	13 00	8.707	100.1305	6.79	7.29	9.48	6.38	6.18	5.66	9.71	7.01	16.84	4.25	11.24	6.64	10.65	6.94
11	30/9	9 <sup>30</sup>	14-00	9.515	109.4225	6.79	7.28	9.38	6.29	5.31	5.09	9.88	6.59	17.73	3.72	11.36	6.57	10.65	6.94
12	30/9	10 <sup>25</sup>	14-00	10.399	119.5885	6.79	7.29	9.25	6.19	4.34	4.40	10.13	6.08	18.82	3.07	11.51	6.48	10.65	6.94
13	30/9	11 <sup>50</sup>	15 00	12.021	138.2415	6.79	7.28	8.95	5.96	1.99	2.75	10.83	4.82	21.50	1.50	11.87	6.28	10.64	6.94
14	30/9	14 <sup>7</sup>	14-20	12.021	138.2415	6.79	7.28	8.91	5.94	1.70	2.60	10.85	4.73	21.67	1.38	11.90	6.24	10.64	6.94
15	30/9	2 <sup>35</sup>	15-50	12.827	147.5105	6.79	7.28	8.74	5.81	0.43	1.61	11.34	3.98			12.11	6.11	10.64	6.94
16				13.632	156.768														
17	1/10	11 <sup>20</sup>		14.437	166.0255														
18	1/10	2 <sup>15</sup>		15.259	175.4785														

Verschiebungen gegen den																			
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
1	29/9	8 <sup>15</sup>	17-50			0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	29/9	9 <sup>15</sup>	17-00	3.029	34.8335	0.00	+0.02	-0.14	+0.11	-1.03	+0.65	+0.11	+0.48	+0.96	+0.59	+0.11	+0.07	-0.01	+0.01
3	29/9	10	17-50	4.909	56.4535	+0.01	+0.02	-0.33	+0.24	-2.55	+1.63	+0.34	+1.21	+2.51	+1.52	+0.33	+0.16	-0.02	0.00
4	29/9	11	18-50	5.858	67.367	+0.01	+0.03	-0.44	+0.32	-3.40	+2.16	+0.44	+1.59	+3.32	+2.00	+0.44	+0.23	-0.01	-0.01
5	29/9	12	19-00	entlastet		0.00	+0.03	-0.07	+0.04	-0.67	+0.24	-0.24	+0.15	+0.25	+0.16	+0.07	+0.02	-0.01	-0.01
6	29/9	3	20-00	5.858	67.367	0.00	+0.02	-0.44	+0.31	-3.43	+2.16	+0.35	+1.62	+3.26	+2.02	+0.44	+0.23	0.00	-0.01
7	29/9	4	19-00	6.807	78.2805	+0.01	+0.02	-0.53	+0.37	-4.16	+2.71	+0.58	+2.05	+4.20	+2.56	+0.57	+0.30	-0.01	-0.01
8	29/9	4 <sup>50</sup>	18-00	7.758	89.217	+0.01	+0.02	-0.64	+0.43	-4.90	+3.26	+0.85	+2.49	+5.13	+3.09	+0.70	+0.37	-0.01	-0.01
9	30/9	7 <sup>10</sup>	11-00	7.758	89.217	0.00	+0.02	-0.62	+0.47	-4.66	+3.30	+1.25	+2.54	+5.44	+3.22	+0.73	+0.38	-0.01	+0.01
10	30/9	8 <sup>25</sup>	13-00	8.707	100.1305	0.00	+0.03	-0.73	+0.54	-5.44	+3.83	+1.39	+2.92	+6.27	+3.69	+0.84	+0.44	-0.01	-0.01
11	30/9	9 <sup>30</sup>	14-00	9.515	109.4225	0.00	+0.02	-0.83	+0.63	-6.31	+4.40	+1.53	+3.34	+7.16	+4.22	+0.96	+0.51	-0.01	-0.01
12	30/9	10 <sup>25</sup>	14-00	10.399	119.5885	0.00	+0.03	-0.96	+0.73	-7.28	+5.09	+1.81	+3.85	+8.25	+4.87	+1.11	+0.60	-0.01	-0.01
13	30/9	11 <sup>50</sup>	15-00	12.021	138.2415	0.00	+0.02	-1.26	+0.96	-9.63	+6.74	+2.51	+5.11	+10.93	+6.44	+1.47	+0.80	-0.02	-0.01
14	30/9	14 <sup>7</sup>	15-20	12.021	138.2415	0.00	+0.02	-1.30	+0.98	-9.92	+6.89	+2.53	+5.20	+11.10	+6.56	+1.50	+0.84	-0.02	-0.01
15	30/9	2 <sup>35</sup>	15-50	12.827	147.5105	0.00	+0.02	-1.47	+1.11	-11.19	+7.88	+3.02	+5.95			+1.71	+0.97	-0.02	-0.01
16				13.632	156.768														
17	1/10	11 <sup>20</sup>		14.437	166.0255														
18	1/10	2 <sup>15</sup>		15.259	175.4785														

Die verticalen Verschiebungen sind + nach abwärts, — nach aufwärts.

Die horizontalen Verschiebungen sind + in der Richtung von Punkt 5 gegen Punkt 1, bzw. 6 gegen 10.



Bogen.

in cm am Punkte

W <sub>6</sub>		6		7		8		9		19		W <sub>10</sub>		Anmerkung
v	h	v	h	v	h	v	h	v	h	v	h	v	h	
12·08	5·71	10·50	6·58	10·49	6·98	8·54	6·76	10·57	6·71	10·21	6·54	5·46	6·25	Bei Beginn der Erprobung durch das Eigengewicht d. Belastungsgerüsts war der Knoten des Bogens I. mit 3·54 Tonnen II., III., VI., V. „ 3·68 „ IV. „ $\frac{3·68}{2} = 184$ „ belastet.
12·08	5·70	10·62	6·50	11·41	7·55	8·52	7·21	9·55	7·35	10·09	6·63	5·46	6·25	
12·08	5·70	10·80	6·39	12·90	8·47	8·59	7·90	8·08	8·30	9·91	6·77	5·46	6·25	
12·09	5·70	10·92	6·33	13·70	8·96	8·57	8·30	7·25	8·82	9·82	6·85	5·46	6·26	
12·08	5·71	10·52	6·56	10·66	7·17	8·16	6·91	9·94	6·97	10·16	6·57	5·46	6·25	Stellung des Anschlagswinkel in den Punkten W <sub>6</sub> , 6 und W <sub>10</sub> $\frac{v}{h}$ in den übrigen $\frac{v}{h}$
12·08	5·71	10·91	6·33	13·67	8·99	8·47	8·31	7·17	8·82	9·83	6·84	5·46	6·25	
12·08	5·71	11·02	6·25	14·61	9·54	8·63	8·75	6·47	9·35	9·71	6·91	5·46	6·25	
12·08	5·71	11·15	6·19	15·56	10·09	8·83	9·21	5·75	9·92	9·61	7·00	5·46	6·25	
12·09	5·71	11·18	6·16	15·88	10·16	9·26	9·17	6·03	9·87	9·64	7·00	5·46	6·25	*) Bruch mit dem Durchbiegungsmesser erhoben.
12·08	5·71	11·27	6·11	16·69	10·64	9·34	9·60	5·23	10·39	9·53	7·08	5·46	6·25	
12·08	5·71	11·38	6·03	17·58	11·18	9·45	10·02	4·37	10·98	9·42	7·17	5·46	6·25	
12·08	5·71	11·53	5·95	18·66	11·83	9·62	10·54	3·40	11·64	9·31	7·27	5·46	6·25	
12·08	5·70	11·89	5·72	21·34	13·39	10·14	11·77	1·03	13·29	8·99	7·50	5·46	6·25	*) Bruch mit dem Durchbiegungsmesser erhoben.
12·08	5·70	11·96	5·68	21·64	13·59	10·10	11·86	0·70	13·52	8·97	7·53	5·46	6·24	
12·08	5·70	12·17	5·55	23·30	14·52	10·59	12·66	0·13	14·50	8·76	7·68	5·45	6·24	
12·08	5·71													
				+15·30	+10·30	—	+7·20	-13·20	+10·50	*)				
				+23·00	+16·00	—	+10·80	-20·00	+16·50	*)				

Anfangszustand in cm am Punkte

Anfangszustand in cm am Punkte														
0·00	0·00	0·00	0·00	0·00	0·00	0·00	0·00	0·00	0·00	0·00	0·00	0·00	0·00	
0·00	-0·01	+0·12	+0·08	+0·92	+0·57	-0·02	+0·45	-1·02	+0·64	-0·12	+0·09	0·00	0·00	
0·00	-0·01	+0·30	+0·19	+2·41	+1·49	+0·05	+1·23	-2·49	+1·59	-0·30	+0·23	0·00	0·00	
0·00	-0·01	+0·42	+0·25	+3·21	+1·98	+0·03	+1·54	-3·32	+2·11	-0·39	+0·31	0·00	0·01	
+0·01	-0·01	+0·42	+0·25	+3·21	+1·98	+0·03	+1·54	-3·32	+2·11	-0·39	+0·31	0·00	0·01	
0·00	0·00	+0·02	+0·02	+0·17	+0·19	-0·38	+0·15	-0·63	+0·26	-0·05	+0·03	0·00	0·00	
0·00	0·00	+0·41	+0·25	+3·18	+2·01	-0·07	+1·55	-3·40	+2·11	-0·38	+0·30	0·00	0·00	
0·00	0·00	+0·41	+0·25	+3·18	+2·01	-0·07	+1·55	-3·40	+2·11	-0·38	+0·30	0·00	0·00	
0·00	0·00	+0·52	+0·33	+4·12	+2·56	+0·09	+1·99	-4·10	+2·64	-0·50	+0·37	0·00	0·00	
0·00	0·00	+0·52	+0·33	+4·12	+2·56	+0·09	+1·99	-4·10	+2·64	-0·50	+0·37	0·00	0·00	
0·00	0·00	+0·65	+0·39	+5·07	+3·11	+0·29	+2·45	-4·82	+3·21	-0·60	+0·46	0·00	0·00	
0·00	0·00	+0·65	+0·39	+5·07	+3·11	+0·29	+2·45	-4·82	+3·21	-0·60	+0·46	0·00	0·00	
+0·01	0·00	+0·68	+0·42	+5·39	+3·18	+0·72	+2·41	-4·54	+3·16	-0·57	+0·46	0·00	0·00	
0·00	0·00	+0·68	+0·42	+5·39	+3·18	+0·72	+2·41	-4·54	+3·16	-0·57	+0·46	0·00	0·00	
0·00	0·00	+0·77	+0·47	+6·20	+3·66	+0·80	+2·84	-5·34	+3·68	-0·68	+0·54	0·00	0·00	
0·00	0·00	+0·77	+0·47	+6·20	+3·66	+0·80	+2·84	-5·34	+3·68	-0·68	+0·54	0·00	0·00	
0·00	0·00	+0·88	+0·55	+7·09	+4·20	+0·91	+3·26	-6·20	+4·27	-0·79	+0·63	0·00	0·00	
0·00	0·00	+0·88	+0·55	+7·09	+4·20	+0·91	+3·26	-6·20	+4·27	-0·79	+0·63	0·00	0·00	
0·00	0·00	+1·03	+0·63	+8·17	+4·85	+1·08	+3·78	-7·17	+4·93	-0·90	+0·73	0·00	0·00	
0·00	0·00	+1·03	+0·63	+8·17	+4·85	+1·08	+3·78	-7·17	+4·93	-0·90	+0·73	0·00	0·00	
0·00	-0·01	+1·39	+0·86	+10·85	+6·41	+1·60	+5·01	-9·54	+6·58	-1·22	+0·96	0·00	0·00	
0·00	-0·01	+1·39	+0·86	+10·85	+6·41	+1·60	+5·01	-9·54	+6·58	-1·22	+0·96	0·00	0·00	
0·00	-0·01	+1·46	+0·90	+11·15	+6·61	+1·56	+5·12	-9·87	+6·81	-1·24	+0·99	0·00	+0·01	
0·00	-0·01	+1·46	+0·90	+11·15	+6·61	+1·56	+5·12	-9·87	+6·81	-1·24	+0·99	0·00	+0·01	
0·00	0·00	+1·67	+1·03	+12·81	+7·54	+2·05	+5·90	-10·44	+7·79	-1·45	+1·14	-0·01	+0·01	
0·00	0·00	+1·67	+1·03	+12·81	+7·54	+2·05	+5·90	-10·44	+7·79	-1·45	+1·14	-0·01	+0·01	
				+15·30	+10·30	—	+7·20	-13·20	+10·50	*)				
				+23·00	+16·00	—	+10·80	-20·00	+16·50					
Bei Beginn der Erprobung durch das Eigengewicht d. Belastungsgerüsts war der Knoten des Bogens I. mit 3·54 Tonnen II., III., IV., V. „ 3·68 „ VI. „ $\frac{3·68}{2} = 184$ „ belastet.														
*) Bruch mit dem Durchbiegungsmesser erhoben.														

Referenten: Inspector **Buberl** und Ingenieur **Alfred Greil**.

Von dem Versuche Nr. 399 sind die während der Versuchsdurchführung gemachten Einzelaufschreibungen in der nachstehenden Tabelle 2 ersichtlich gemacht; für die übrigen Versuche werden die Einzelaufschreibungen wegen des großen Umfanges nicht veröffentlicht, dieselben können jedoch jederzeit bei dem Oesterr. Ingenieur- und Architekten-Vereine eingesehen werden.

Firma und Fabricationsort	Gewicht in gr per l		Erhärtungsbeginn		Abbindezeit		Siebprobe- rückstand in % auf dem		Mischungsverhältnis		Zugfestigkeit in kg per cm nach				Druckfestigkeit in kg per cm nach				Anmerkung:	
	lose gesiebt	einge- rüttelt			an der Luft	unter Wass.	900	4900	Binde- mittel	Sand in %	Tagen				Tagen					
											Gewichtstheile				Tagen					
											Maschensieb				Tagen					
Von den Hochbau-Versuchen.																				
Portland-Cement aus dem Portland-Cementwerk Kirchdorf von Hofmann & Comp. . . .	1262	1895	48 <sup>m</sup>	1 <sup>b</sup> 50 <sup>m</sup>	3 <sup>b</sup> 45 <sup>m</sup>		5	33	500 g	1 L	7.3	—	19.75	24.15	—	95.25	207.50	246.25	—	Hämmtliches Portland-Cement und der Roman-Cement haben die Vollmehrestandigkeitstheilen an der Luft und unter Wasser bestanden.
Vom Stampfbeton-Gewölbe in Matzleinsdorf.																				
Portland-Cement von M. Herget in Radotin	1175	1862	1 <sup>b</sup> 35 <sup>m</sup>	9 <sup>b</sup> 5 <sup>m</sup>	22 <sup>b</sup> 18 <sup>m</sup>		0	18	1	3	8	15.23	18.48	23.85	—	152.25	231.50	265.50	—	
Vom Bruchstein und Ziegelgewölbe in Purkersdorf																				
Portland-Cement aus dem Portland Cementwerk Kirchdorf von Hofmann & Comp. . . .	1281	1916	46 <sup>m</sup>	7 <sup>b</sup> 12 <sup>m</sup>	20 <sup>b</sup> 10 <sup>m</sup>		2	23	1	3	7.6	16.75	23.28	24.08	30.43	130.50	223.25	257.75	311.75	
Vom Stampfbeton-Gewölbe in Purkersdorf.																				
Portland-Cement von M. Herget in Radotin	1224	1886	18 <sup>m</sup>	3 <sup>b</sup> 20 <sup>m</sup>	5 <sup>b</sup> 35 <sup>m</sup>		1	20	1	3	8	21.65	28.35	30.15	33.28	202.00	279.75	346.00	430.75	
Vom Moniergewölbe in Purkersdorf.																				
Portland-Cement der Podoler Actien-Gesellschaft	1257	1869	2 <sup>b</sup> 40 <sup>m</sup>	8 <sup>b</sup> 50 <sup>m</sup>	35 <sup>b</sup> 45 <sup>m</sup>		2	25	1	3	8	16.38	24.38	31.05	—	143.75	214.25	271.50	—	
Von der Sicherungs-Anlage in Purkersdorf.																				
Roman-Cement der Perlmöser Actien-Gesellschaft.	887	1362	7 <sup>m</sup>	20 <sup>m</sup>	30 <sup>m</sup>		11	25	1	3	10	8.40	4.25	16.75	22.03	37.75	65.50	133.75	181.00	

Druck-, Elastizitäts- und Festigkeits-Ergebnisse für den Versuch Nr. 899.

TABELLE 2.

Beobachtung Nr.	Belastung in Tonnen	Ablesung am				Elastische Stauchung $\Delta_1 + \Delta_2$ 2.50	Anmerkung
		Spiegel 1	$\Delta_1$	Spiegel 2	$\Delta_2$		
1	2.0	31.20	—	11.05	—	—	Mittlere Stauchung pro 100 kg $\lambda_1 = 0.0061 \text{ mm}$ entlastet auf zwei Tonnen. $\lambda_2 = 0.0057 \text{ mm.}$ Im Mittel. $\lambda = \frac{\lambda_1 + \lambda_2}{2} = 0.0059 \text{ mm}$ Querschnitts- $\left\{ \begin{array}{l} \text{Breite } 92.97 \text{ mm} \\ \text{Dicke } 89.03 \text{ mm} \\ \text{Fläche } 8277.1 \text{ mm}^2 \end{array} \right.$ Länge zwischen den Marken 150 mm. Einer Belastung von 1000 kg entspricht pro 1 cm <sup>2</sup> Querschnitt $s = 12.081 \text{ kg.}$ Bruchfestigkeit in Kilogramm per 1 cm <sup>2</sup> = 251. Elastizitätsmodul = 307000 kg. Bruch bei 20.75 t Belastung.
2	3.0	31.21	0.01	11.65	0.60	0.0059	
3	4.0	31.17	0.04	12.19	0.54	0.0058	
4	5.0	31.05	0.12	12.70	0.51	0.0063	
5	6.0	30.85	0.20	13.13	0.43	0.0063	
6	2.0	31.27	0.42	11.19	1.94	0.0236	
7	3.0	31.27	0	11.77	0.58	0.0059	
8	4.0	31.20	0.07	12.25	0.48	0.0055	
9	5.0	31.08	0.17	12.80	0.55	0.0072	
10	6.0	30.89	0.14	13.10	0.30	0.0044	
11	7.0	30.60	0.29	13.58	0.48	0.0077	
12	8.0	30.28	0.32	14.15	0.57	0.0089	
13	9.0	29.90	0.38	14.80	0.65	0.0103	
14	10.0	29.60	0.30	15.07	0.27	0.0057	
15	11.0	29.27	0.33	15.41	0.34	0.0067	
16	12.0	28.79	0.48	15.84	0.43	0.0091	
17	13.0	28.39	0.40	16.20	0.36	0.0076	
18	14.0	28.06	0.33	16.42	0.22	0.0055	
19	15.0						
20	16.0						
21	17.0						
22	18.0						
23	19.0						
24	20.0						
25	20.75						

Ergebnisse der Zug- und Druck-Versuche mit Betonmischungen.

TABELLE 3.

Betonproben	Mischungsverhältnis	Tag der Erzeugung	Bezeichnung	Druckproben						Zugproben					
				mit Würfeln von ca. 10 cm Seitenlänge			mit Prismen von ca. 9×9 cm <sup>2</sup> Querschnitt und ca. 25 cm Länge			Versuch Nr.	Tag der Erprobung	Bruchfestigkeit im Mittel	Elastizitätsmodul	im Mittel	im Mittel
				Versuch Nr.	Tag der Erprobung	Bruchfestigkeit im Mittel	Versuch Nr.	Tag der Erprobung	Bruchfestigkeit im Mittel						
a) Vorversuche	1 Portland-Cement 3 ungeworfener Donausand	19. Nov. 91	I	221	18./4.92	298	234	9./4.92	185	461000	243	12./10.92	26.6	301000	
				222	18./4.92	266	235	11./4.92	216	300000	244	18./10.92	21.8	454000	359000
				223	19./4.92	217	236	13./4.92	243	405000	245	19./10.92	24.9	323000	
		26. Nov. 91	II	230	21./4.92	148	237	13./4.92	153	216000	246	20./10.92	22.9	258000	
							238	11./4.92	117	225000	247	21./10.92	24.0	240000	246000
							239	21./4.92	159	270000	248	22./10.92	20.4	240000	
	1 Portland-Cement 2 Sand 1 Schotter	24. April 1892	III	231	21./4.92	197	240	22./4.92	206	318000	249	22./10.92	23.0	279000	
				232	21./4.92	218	241	22./4.92	167	330000	250	27./10.92	25.4	330000	314000
				233	21./4.92	209	242	22./4.92	203	347000	251	27./10.92	17.0	332000	
		24. April 1892	1 : 8	389	27./7.92	107	395	29./7.92	48	74100	416	3./11.92	9.6	109000	98000
				390	29./7.92	108					417	3./11.92	8.5	86000	
							396	29./7.92	129	—	418	4./11.92	13.2	199000	
b) von dem Stampfbetonbogen in Parkersdorf. (Die mit „W“ bezeichneten Probestücke wurden unter Wasser aufbewahrt vom Tage der Erzeugung bis zum 22./7. 1892.)	1 Portland-Cement 2 Sand 1 Schotter	24. April 1892	1 : 5 W	391	29./7.92	171	397	30./7.92	230	—	419	4./11.92	27.1	236000	280000
							398	30./7.92	298	—	420	7./11.92	22.6	325000	
							399		251	307000	421	8./11.92	22.6	—	
	1 Portland-Cement 2 Sand 1 Schotter	24. April 1892	1 : 5	388	25./7.92	260	392	22./7.92	194	264000	422	8./11.92	16.7	238000	250000
							393	28./7.92	208	—	423	9./11.92	19.5	261000	
							394	28./7.92	241	333000	424	10./11.92	29.8	357000	
	1 Portland-Cement 2 Sand 1 Schotter	24. April 1892	1 : 2 W	385	24./7.92	275	411	27./9.92	141	322000	425	11./11.92	16.8	450000	
							412	29./9.92	195	405000	426	16./11.92	20.5	400000	400000
							413	29./9.92	215	—	427	16./11.92	14.3	359000	
c) vom Moniergewölbe in Parkersdorf. (Die mit „W“ bezeichneten Probestücke wurden unter Wasser aufbewahrt.)	1 Portland-Cement 2 Sand	20. Juni 92	ohne Bezeichnung	404	27./7.92	288	414	29./9.92	249	—	428	16./11.92	16.9	400000	
							408	24./9.92	266	329000	429	17./11.92	16.7	399000	
							409	27./9.92	168	327000	430	18./11.92	19.2	400000	437000
	1 Portland-Cement 2 Sand	20. Juni 92	W	401	25./9.92	230	410	27./9.92	234	—	431	18./11.92	17.9	512000	

1) Je zur Hälfte Riesel- und zur Hälfte Schlägelschotter. 2) Donausand (Pflasterersand) ungewaschen.

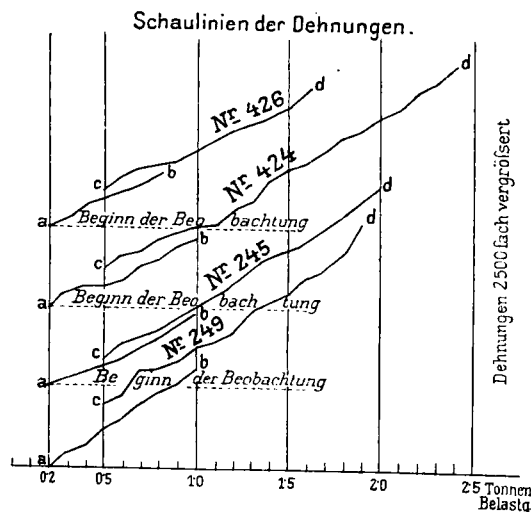


Fig. 2.

Die Ergebnisse der Druckproben Nr. 399, 408, 236 u. 242 sind in der Figur Nr. 1, und jene der Zugproben Nr. 426, 424, 245 u. 249 in der Figur Nr. 2 veranschaulicht. Bezüglich dieser Schaubilder wird aufmerksam gemacht, daß die Linien *ab*, *cd* und *ef* die Ergebnisse der mit dem betreffenden Probekörper vorgenommenen wiederholten Belastungen darstellen.

Aus den mit Betonprismen durchgeführten Elasticitätsversuchen geht hervor, daß schon bei verhältnismäßig geringen Belastungen bleibende Längenänderungen eintreten.

Die Gesamt-Längenänderungen sind sowohl bei Zug- als auch bei Druckbeanspruchungen den Belastungen nahezu proportional; die Versuchsergebnisse lassen aber nicht mit Bestimmtheit erkennen, ob diese Aenderungen gesetzmäßig vor sich gehen oder nicht. Ebenso läßt sich aus den Versuchsergebnissen nicht nachweisen, daß der Elasticitätsmodul für Zug von jenem für Druck verschieden sei.

Der Elasticitätsmodul für Druck bei Ziegel und Sandstein ließ sich nur annähernd bestimmen, da die gemessenen Längenänderungen bedeutende Schwankungen aufweisen.

Ergebnisse der Druckversuche mit Bruchstein, Ziegel und Mörtel.

TABELLE 4.

Fortlauf. Nr. des Probestückes	Stein-Form und Art	Specifisches Gewicht	Abmessungen der Probesteine vor der Belastung				Elasticitäts- Modul	Druck- Festigkeit an der Bruchgrenze
			Höhe	Breite	Belastungs- Fläche	Freie Kantenlänge		
			in Centimeter		in □-Centim.	in Centimeter		
215	Halbe Ziegel	1.432	14.60	14.84	216.66	7.04	—	187
216		1.423	14.64	14.50	212.28	7.07	—	175
217		1.564	14.53	14.24	206.91	7.05	—	222
218		1.576	14.45	14.35	207.36	7.01	—	227
219		1.609	14.42	14.40	207.65	6.77	—	292
220		1.616	14.32	14.53	208.07	6.74	—	289
252	Viertel-Ziegel	1.696	6.722	6.988	46.974	14.03	162000	266
253		1.613	6.960	6.710	46.702	14.14	120000	139
254		1.575	6.872	6.930	47.623	14.17	86000	173
255		1.599	7.153	6.723	48.089	14.42	45000	99
256		1.582	6.810	7.173	48.848	13.94	142000	235
257		1.663	6.892	6.973	48.057	14.02	—	140
258	Würfel aus den Mörtelpartien des Bruchsteingewölbes in Purkersdorf	1.975	5.38	5.525	29.73	5.525	—	76
259		2.012	5.485	5.51	30.22	5.56	—	132
260		1.964	5.47	5.60	30.63	5.57	—	49
261		1.892	5.35	5.55	29.69	5.32	—	59
262		1.792	5.605	5.55	31.11	5.515	—	56
263		1.989	5.61	5.635	31.62	5.495	—	79
264		1.983	5.605	5.485	30.75	5.665	—	57
265		2.032	5.405	5.32	28.76	5.505	—	130
224	Sandsteinwürfel aus dem Steinbruche des Herrn Figdor in Purkersdorf 4)	2.578	8.13	8.14	66.17	8.09	—	922
225		2.581	8.14	8.15	66.34	8.095	—	874
226		2.618	8.09	8.05	65.12	8.15	—	768
227		2.593	8.08	8.09	65.36	8.11	—	612
228		2.578	8.135	8.125	66.09	8.11	—	1060
229		2.601	7.945	8.105	64.39	8.06	—	559
266	Sandsteinprismen aus dem Steinbruche des Herrn Figdor in Purkersdorf		8.000	8.088	64.704	Markenentfer- nung 100 mm	271000	803.7
267			8.092	8.150	65.950		178000	712.6
268			8.120	8.083	65.634		165000	761.8
269			8.075	8.083	65.270		149000	766.1
270			8.083	8.105	65.512		142000	763.2
271			8.167	8.157	66.618		137000	675.5

1) Wegen unvollkommener Adjustirung fand bei diesen beiden Probeziegeln nur ein theilweises Aufliegen auf den Druckplatten statt. —

2) Die Würfel 258—261 wurden zwischen Filzplatten zerdrückt. — 3) Bei den Probewürfeln 262—265 wurde zur Herstellung ebener Auflagerflächen eine Cementschicht verwendet. — 4) Die Sandsteinwürfel hatten früher die Dimensionen  $10 \times 10 \times 10$  cm; dabei ergab sich im Mittel ein specifisches Gewicht von 2.594 Kilogramm, nachdem der Probewürfel 229 nicht zerdrückt werden konnte, wurde die Kantenlänge von 10 cm auf 8 cm reducirt. 5) Die Bruchbelastung betrug hier nur 36 t; dieser Probewürfel hatte aber schon früher bei einer Kantenlänge von 10 cm eine Belastung von 90 t getragen.

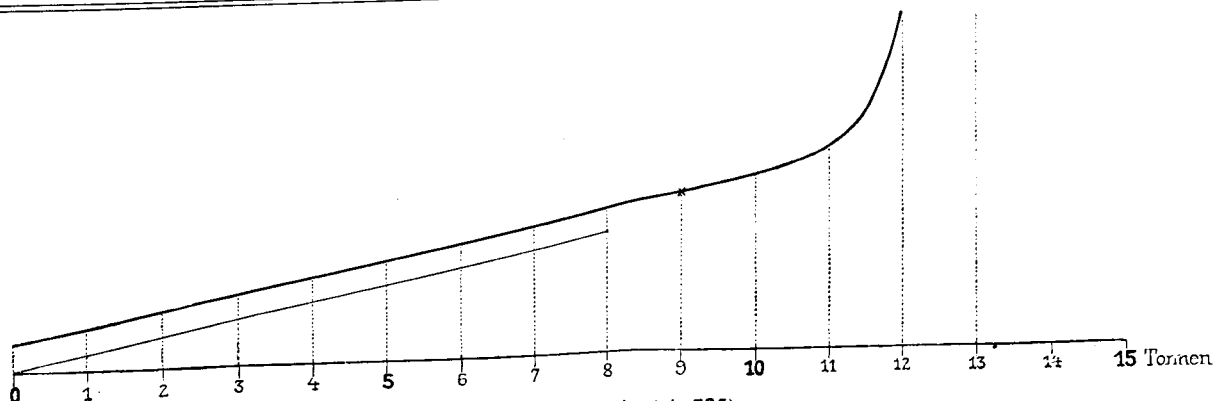


Fig. 3 (zu Probestab 725).

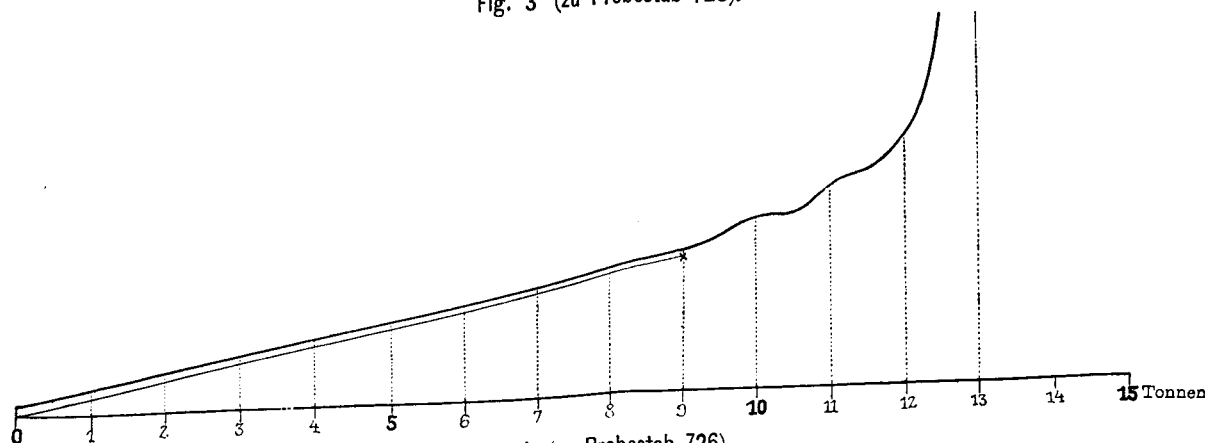


Fig. 4 (zu Probestab 726).

**c) Ermittlung der Zug-Elasticität und Festigkeit, sowie des Elasticitätsmoduls des zum eisernen Bogen verwendeten Flusseisenmaterials.**

Diese Versuche wurden ebenfalls im mech.-tech. Laboratorium der k. k. technischen Hochschule in Wien an 6 Probestäben durchgeführt, wovon 2 den Winkelblechen (W), 2 den Stehblechen (S B) und 2 den Lamellen (L) entnommen waren.

Eine Zusammenstellung der Prüfungsergebnisse ist in der nachstehenden Tabelle 5 enthalten.

Die beigegebenen Schaubilder Fig. 3, 4 und 5 zeigen den Verlauf der Dehnungen von den Probestäben Nr. 725, 726 und 727.

Die Tabellen, welche die Durchführung der Versuche selbst mit den Spiegelablesungen enthalten, konnten wegen des großen Umfanges hier ebenfalls nicht gebracht werden. Dieselben erliegen zur Einsicht im Vereinssecretariate.

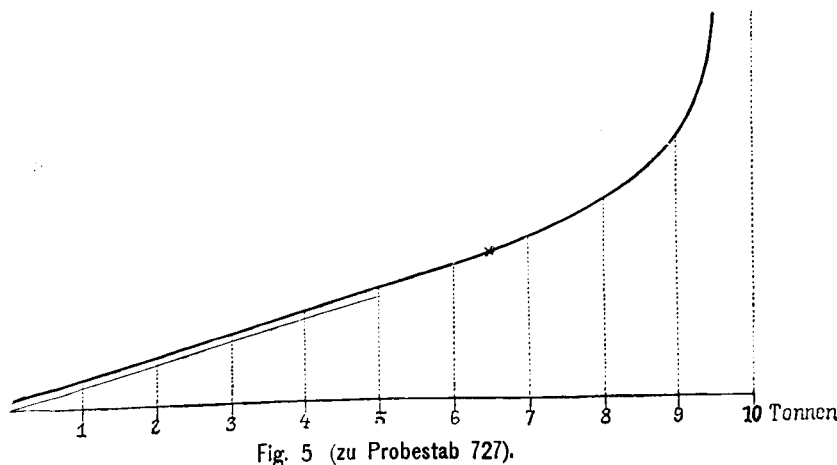


Fig. 5 (zu Probestab 727).

**Ergebnisse der Zug-Elasticität und Festigkeit der Flusseisenstäbe aus dem Materiale des eisernen Bogens. TABELLE 5.**

Fortlaufende Nummer	Zeichen	Fläche		Contraction $\frac{F - F_b}{F}$	Dehnung		Trag-Modul $T$ in $kg$ pr. $mm^2$	Bruch-Modul $B$ in $kg$ pr. $mm^2$	Elasticitäts-Modul $E$ in $kg$ pr. $mm^2$	Marken-Distanz $l$ in $mm$	Anmerkung
		vor dem Bruche $F$ in $mm^2$	nach dem Bruche $F_b$ in $mm^2$		elastische in %	totale in %					
723	W	522.52	256.19	0.51	0.078	25	17.2	42.1	22.000	200	Bei 22 t Bruch
724	W	524.59	255.02	0.51	0.079	22.6	17.2	41.9	21.700	200	Bei 22 t Bruch außerh. d. Marken
725	S B	488.77	222.15	0.54	0.086	26.5	18.45	40.9	21.300	200	Bei 20 t Bruch
726	S B	485.97	223.35	0.54	0.083	27	17.5	41.67	21.100	200	Bei 20 1/4 t Bruch außerh. d. Marken
727	L	357.86	141.57	0.60	0.087	19.5	18.18	38.42	20.800	200	Bei 13 3/4 t Bruch außerh. d. Marken
728	L	365.73	150.17	0.59	0.082	24.5	17.78	37.59	21.800	200	Bei 13 3/4 t Bruch

Druckfehlerberichtigung: In der Tabelle 1 auf Seite 40 sind bei Post Nr. 6 die Zahlen der Zugfestigkeit für 7 Tage und 28 Tage verwechselt worden und soll es somit richtig heißen: für 7 Tage: 4.25; für 28 Tage: 8.40 kg.

## V. Verwerthung der Versuchsergebnisse für die Berechnung der Gewölbe.

(Hiezu die Tafeln XVIII—XXIV).

### A. Das Gewölbe als eingespannter elastischer Bogen.

Referent: Professor Melan.

Die durchgeführten Versuche, insbesondere jene mit den großen Gewölben, haben ein sehr reiches Beobachtungsmateriale geliefert, welches geeignet ist, um daran die praktische Richtigkeit und Zulässigkeit der neueren, auf die elastischen Eigenschaften des Mauerwerkes gegründeten Gewölbetheorie erproben zu können, und über dieses elastische Verhalten selbst, insbesondere über die Größe der Elasticitäts-Coëfficienten Aufschlüsse zu gewinnen.

Die bezüglichen Rechnungen sind mühsamer und zeitraubender Natur, so daß, um die Drucklegung des Berichtes nicht zu sehr zu verzögern, von einer vollständigen Auswerthung aller Versuchsdaten vorläufig abgesehen werden musste. Das Grundsätzliche der Behandlung und der gewonnenen theoretischen Ergebnisse ist aber schon in den nachstehenden Mittheilungen enthalten.

Das Gewölbe als eingespannter elastischer Bogen. Der Vollständigkeit halber werden die Grundgleichungen für den elastischen Bogen hier in Kürze entwickelt.

Werden zwei unendlich nahe, um  $du$  abstehende Bogenquerschnitte in  $C$  (Text-Fig. 1) um den Winkel  $d\psi$  gegeneinander verdreht, so würde bei

Festhaltung des linken Bogentheiles  $AC$  sich der rechte Bogentheil  $CB$  um den Winkel  $d\psi$  drehen und der Kämpfer  $B$  nach  $B'$  kommen. Bezeichnen  $y$  und  $x$  die auf  $B$  bezogenen Coordinaten des Querschnittsmittelpunktes  $C$ , so ergibt sich leicht für die horizontale und verticale Verschiebung von  $B$

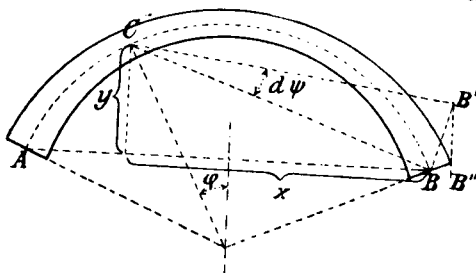


Fig. 1.

$$BB'' = y d\psi \text{ und } B'B'' = x d\psi.$$

Werden überdies die beiden, um  $du$  abstehenden, gegen die Lothrechte unter dem Winkel  $\varphi$  geneigten Querschnitte in der Stabachse um  $\Delta du$  einander genähert, so werden obige Verschiebungen noch weiter verändert in:

$BB'' = y d\psi - \Delta du \cdot \cos \varphi$  und  $B'B'' = x d\psi - \Delta du \cdot \sin \varphi$ . Nun ist für den gekrümmten Stab, wenn  $M$  das Biegemoment,  $N$  die Achsialkraft in  $C$ , ferner  $J$  und  $F$  Trägheitsmoment und Querschnitt,  $r$  den Krümmungsradius der Bogenmittellinie in  $C$  und  $E$  den Elasticitäts-Coëfficienten bezeichnet, mit großer Annäherung  $\frac{d\psi}{du} = \frac{M}{EJ} + \frac{N}{EFr}$  und  $\frac{\Delta du}{du} = \frac{N}{EF}$ , so daß erhalten wird

$$BB'' = \frac{My}{EJ} du + \frac{N}{EF} \left( \frac{y}{r} - \cos \varphi \right) du$$

$$\text{und } B'B'' = \frac{Mx}{EJ} du + \frac{N}{EF} \left( \frac{x}{r} - \sin \varphi \right) du.$$

Die Bedingung, daß beim eingespannten Bogen weder eine Verdrehung noch eine Verschiebung der Kämpfer eintritt, daß also  $\sum d\psi$ ,  $\sum BB''$  und  $\sum B'B'' = 0$  ist, liefert hienach die Grundgleichungen:

$$\left. \begin{aligned} \int \frac{M}{EJ} du + \int \frac{N}{EFr} du &= 0 \\ \int \frac{My}{EJ} du + \int \frac{N}{EF} \left( \frac{y}{r} - \cos \varphi \right) du &= 0 \\ \int \frac{Mx}{EJ} du + \int \frac{N}{EF} \left( \frac{x}{r} - \sin \varphi \right) du &= 0 \end{aligned} \right\} \quad \dots \quad 1)$$

Diese Gleichungen gelten, wegen der ersten Gleichung, auch bei beliebiger Parallelverschiebung der Coordinatenachsen, also auch für das Achsensystem  $XY$  (Fig. 2).

Besteht die Belastung blos aus einer im Punkte  $E$  (mit dem Centriwinkel  $\gamma$ ) angreifenden Verticallast  $G$  und ist die Bogenachse ein Kreisbogen, so ist mit Einführung der in Fig. 2 bezeichneten Größen

$$\frac{y}{r} - \cos \varphi = -\frac{c}{r}$$

$$\frac{x}{r} - \sin \varphi = 0$$

ferner für die Querschnitte von  $A$  bis  $E$  . .  $N = H \cos \varphi + V_1 \sin \varphi$   
 " " " " " "  $E$  "  $B$  . .  $N = H \cos \varphi - V_2 \sin \varphi$   
 und man erhält, wenn  $a$  die halbe Spannweite bezeichnet:

$$\begin{aligned} \int_{-a}^{+a} \frac{N du}{EFr} &= \frac{1}{Er} \left[ H \int_{-a}^{+a} \frac{du \cos \varphi}{F} + V_1 \int_{\gamma}^a \frac{du \sin \varphi}{F} - V_2 \int_{-a}^{\gamma} \frac{du \sin \varphi}{F} \right] \\ &= \frac{1}{Er} \left[ H \int_{-a}^{+a} \frac{dx}{F} - G \int_{\varphi=\gamma}^{\varphi=\alpha} \frac{dy}{F} \right] \end{aligned}$$

Die Grundgleichungen lauten sonach:

$$\int_{-a}^{+a} \frac{M}{J} du + \frac{1}{r} H \int_{-a}^{+a} \frac{dx}{F} - \frac{1}{r} G \int_{\varphi=\gamma}^{\varphi=\alpha} \frac{dy}{F} = 0$$

$$\int_{-a}^{+a} \frac{My}{J} du - \frac{c}{r} H \int_{-a}^{+a} \frac{dx}{F} + \frac{c}{r} G \int_{\varphi=\gamma}^{\varphi=\alpha} \frac{dy}{F} = 0$$

$$\int_{-a}^{+a} \frac{Mx}{J} du = 0$$

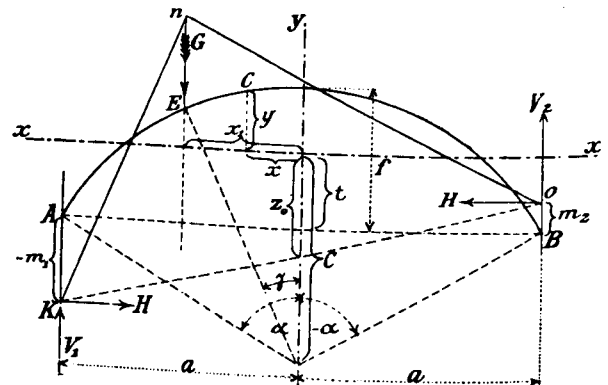


Fig. 2

Zur Bestimmung der Stützlinie  $Kno$  (Text-Fig. 2) werden nun die Größen  $H$ ,  $X'$  und  $X''$  eingeführt, und zwar ist

$$X' = H \frac{m_2 - m_1}{l}, \quad X'' = H z_0$$



Hiemit folgt, wenn  $M$  das Moment für den frei aufliegenden Balkenträger von gleicher Spannweite und Belastung bezeichnet,

$$M = \mathfrak{M} - Hy - X'x - X''$$

Wählt man nun ferner die Abscissenachse so, daß

$$\int \frac{y du}{J} = 0 \quad \dots \dots \dots 2)$$

so ergibt die Auflösung der obigen drei Grundgleichungen:

$$\left. \begin{aligned} H &= \frac{\int_{-a}^{+a} \frac{\mathfrak{M} y}{J} du + \frac{c}{r} G \int_{x_1}^a \frac{dy}{F}}{\int_{-a}^{+a} \frac{y^2 du}{J} + \frac{c}{r} \int_{-a}^{+a} \frac{dx}{F}} \\ X' &= \frac{\int_{-a}^{+a} \frac{\mathfrak{M} x}{J} du}{\int_{-a}^{+a} \frac{x^2 du}{J}} \\ X'' &= \frac{\int_{-a}^{+a} \frac{M du}{J} + \frac{1}{r} \left[ H \int_{-a}^{+a} \frac{dx}{F} - G \int_{x_1}^a \frac{dy}{F} \right]}{\int_{-a}^{+a} \frac{du}{J}} \end{aligned} \right\} \dots \dots 3)$$

Bezeichnet man die Ordinaten der Bogenpunkte auf die Kämpfersehne bezogen mit  $y'$ , so bestimmt sich die Lage der Abscissenachse entsprechend obiger Gleichung 2) aus:

$$t = \frac{\int_{-a}^{+a} \frac{y' du}{J}}{\int_{-a}^{+a} \frac{du}{J}} \quad \dots \dots \dots 4)$$

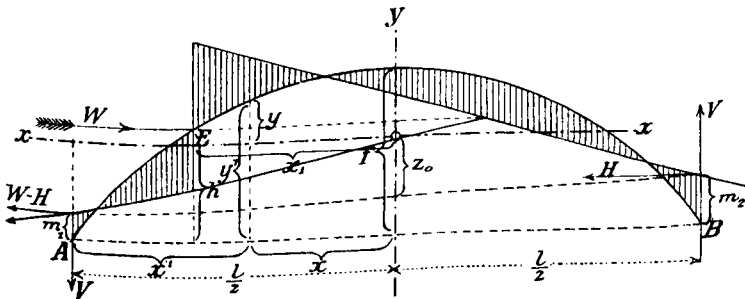


Fig. 3.

Die bestimmten Integrale vorstehender Gleichungen lassen sich unter Anwendung der Simpson'schen Regel durch Summen ersetzen. Wir bezeichnen mit

$v$  die aus  $\frac{y du}{J} dx$  nach dieser Regel gerechneten Größen

$v'$  die aus  $\frac{x du}{J} dx$  nach dieser Regel gerechneten Größen

$v''$  " "  $\frac{I du}{J} dx$  " " " " " "

und erhalten hienach die Ausdrücke:

$$\left. \begin{aligned} H &= \frac{\sum_{-a}^{+a} \mathfrak{M} v + G \frac{c}{r} \sum_{x_1}^a \frac{\Delta y}{F}}{\sum_{-a}^{+a} y v + \frac{c}{r} \sum_{-a}^{+a} \frac{\Delta x}{F}} \\ X' &= \frac{\sum_{-a}^{+a} \mathfrak{M} v'}{\sum_{-a}^{+a} x v'} \\ X'' &= \frac{\sum_{-a}^{+a} \mathfrak{M} v'' + \frac{1}{r} \left[ H \sum_{-a}^{+a} \frac{\Delta x}{F} - G \sum_{x_1}^a \frac{\Delta y}{F} \right]}{\sum_{-a}^{+a} v''} \end{aligned} \right\} \dots \dots 5)$$

Es soll noch die Bestimmung der Kämpferdrücke für den Fall einer auf den Bogen einwirkenden Horizontalkraft  $W$  gezeigt werden, (Text-Fig. 3) da hievon bei der Berechnung der Formänderungen des Bogens Gebrauch gemacht wird.

Die Gleichungen 1) gelten natürlich auch für diesen Belastungsfall. Berücksichtigt man, daß jetzt für die Querschnitte

$$\text{von A bis E} \dots N = -(W - H) \cos \varphi - V \sin \varphi$$

$$\text{" E " B} \dots N = H \cos \varphi - V \sin \varphi$$

$$\text{so folgt } \int_{-a}^{+a} \frac{N}{F} du = H \sum_{-a}^{+a} \frac{\Delta x}{F} - W \sum_{x_1}^a \frac{\Delta x}{F}$$

Ferner berechnen sich die Biegemomente für die Querschnitte von A bis E:

$$M = W y' - W \frac{h}{l} x' - W m_1 - H (y' - m_1) - (W - H) \frac{m_2 - m_1}{l} x' + W \frac{m_2}{l} x'$$

für die Querschnitte von E bis B:

$$M = W \frac{h}{l} (l - x') - H (y' - m_2) + (W - H) \frac{m_2 - m_1}{l} (l - x') - W \frac{m_2}{l} (l - x').$$

Bei gelenkartiger und verschieblicher Auflagerung in B würden die Momente

$$\text{von A bis E} \dots \mathfrak{M}_w = W y' - W \frac{h}{l} x'$$

$$\text{" E " B} \dots \mathfrak{M}_w = W \frac{h}{l} (l - x')$$

Transformirt man weiters das Coordinatensystem auf die Achsen  $X Y$ , so erhält man die für sämtliche Querschnitte geltende Formel:

$$M = \mathfrak{M}_w - Hy - H z_0 - H \frac{m_2 - m_1}{l} x - W \frac{m_1}{l} \left( \frac{l}{2} + x \right)$$

Werden wieder als Unbekannte die Größen

$$H, X' = H \frac{m_2 - m_1}{l}, X'' = H z_0$$

eingeführt, so übergeht die obige Gleichung in

$$M = \mathfrak{M}_w - Hy - X'x - X'' - \frac{W}{H} \left[ H t - X' \frac{l}{2} - X'' \right] \frac{l + 2x}{2l}$$

Substituiert man schließlich  $M$  und  $\int \frac{N}{F} du$  in die Gleichungen 1), so ergibt sich wieder unter Einführung derselben Größen  $v$ ,  $v'$  und  $v''$  wie oben (bei Berechnung der Wirkung einer Verticallast) und bei Ersatz der bestimmten Integrale durch Summengrößen

$$\left. \begin{aligned} H &= \frac{\sum_{-a}^{+a} \mathfrak{M}_w v + \frac{c}{r} W \sum_{x_1}^{+a} \frac{\Delta x}{F}}{\sum_{-a}^{+a} y v + \frac{c}{r} \sum_{-a}^{+a} \frac{\Delta x}{F}} \\ X' \left( \frac{1}{2} \frac{W}{H} - 1 \right) l + X'' \frac{W}{H} + \frac{\sum_{-a}^{+a} \mathfrak{M}_w v'}{\sum_{-a}^{+a} x v'} l - W t &= 0 \\ \frac{1}{4} X' \frac{W}{H} l + X'' \left( \frac{1}{2} \frac{W}{H} - 1 \right) + \frac{\sum_{-a}^{+a} \mathfrak{M}_w v''}{\sum_{-a}^{+a} v''} - \frac{1}{2} W t + C &= 0 \end{aligned} \right\} 6)$$

worin  $C = \frac{1}{r} \left[ H \sum_{-a}^{+a} \frac{\Delta x}{F} - W \sum_{x_1}^{+a} \frac{\Delta x}{F} \right] \frac{1}{\sum_{-a}^{+a} v''}$  eine sehr kleine

Größe bezeichnet, die vernachlässigt werden kann.

Die Größen  $\sum_{-a}^{+a} \mathfrak{M}_w v$ ,  $\sum_{-a}^{+a} \mathfrak{M}_w v'$ ,  $\sum_{-a}^{+a} \mathfrak{M}_w v''$  sind graphostatisch bestimmbar als auf die Angriffslinie der Kraft  $W$  bezogene Momente der horizontal wirkend gedachten Kräfte  $v$ ,  $v'$  und  $v''$ , wobei man als horizontale Gegenkräfte in den Auflagern Kräfte anzubringen hat, die den Stützendrücken der  $v$ ,  $v'$ ,  $v''$  bei verticaler Krafrichtung entsprechen.

Greift die Kraft  $W$  im Scheitel des Bogens an, so wird

$$\left. \begin{aligned} H &= \frac{1}{2} W; & X' &= 0 \\ X'' &= \frac{1}{2} W t - \frac{\sum_{-a}^{+a} \mathfrak{M}_w v'}{2 \sum_{-a}^{+a} x v'} l \end{aligned} \right\} \dots 7)$$

## B. Das Bruchsteingewölbe.

Referent: Professor Melan.

(Hiezu die Tafeln XVIII und XIX.)

Für die Construction der Einflusslinien der Größen  $H$ ,  $X'$  und  $X''$  (Taf. XVIII, Fig. 1 bis 4) wurden in der Bogenmittellinie (Fig. 1) die Punkte 0 bis 8 angenommen und hiefür die Coordinaten und Querschnittsgrößen, und zwar sämtliche Maße in Meter, in der nachstehenden Tabelle zusammengestellt:

Punkt	$x$	$y'$	$\sec \varphi = \frac{du}{dx}$	$F=d$	$J=\frac{1}{12} d^3$	$d \sec \varphi$	$\frac{1}{J} \frac{du}{dx}$	$\frac{y'}{J} \frac{du}{dx}$
0	0	4.505	1.000	0.6	0.018	0.60	55.56	250.28
1	1.5	4.440	1.0035	0.62	0.01986	0.622	50.53	224.36
2	3.0	4.255	1.0150	0.64	0.02185	0.650	46.38	197.36
3	4.5	3.940	1.0335	0.67	0.02506	0.692	41.24	162.47
4	6.0	3.480	1.0620	0.715	0.03046	0.759	34.82	121.17
5	7.5	2.860	1.1030	0.78	0.03955	0.860	27.86	79.67
6	9.0	2.090	1.1580	0.875	0.05583	1.013	20.73	43.25
7	10.5	1.120	1.2370	0.97	0.07606	1.200	16.24	18.19
8	11.88	0	1.3390	1.10	0.11092	1.473	12.06	0

Unter Anwendung der Simpson'schen Regel erhält man mit den Zahlenwerthen dieser Tabelle:

$$\begin{aligned} \int_0^l \frac{dx}{J \frac{du}{dx}} &= \frac{1.5}{3} \left[ 55.56 + 4(50.53 + 41.24 + 27.86) + \right. \\ &\quad \left. + 2(46.38 + 34.82) + 20.73 \right] + \frac{1}{2} (20.73 + 16.24) 1.5 + \\ &\quad + \frac{1}{2} (16.24 + 12.06) \cdot 1.38 = 405.84 \\ \int_0^l \frac{y' du}{J \frac{du}{dx}} dx &= \frac{1.5}{3} \left[ 250.28 + 4(224.36 + 162.47 + 79.67) + \right. \\ &\quad \left. + 2(197.36 + 121.17) + 43.25 \right] + \frac{1}{2} (43.25 + 18.19) 1.5 + \\ &\quad + \frac{1}{2} (18.19) \cdot 1.38 = 1456.92 \end{aligned}$$

Hiemit folgt

$$t = \frac{1456.92}{405.84} = 3.590 m,$$

wodurch die Höhenlage der Abscissenachse  $XAX$  über der Kämpfersehne bestimmt ist. Aus den auf diese Achse bezogenen Ordinaten  $y$  der Bogenpunkte wurden die Größen  $v$ , desgleichen aus den Abscissen  $x$  die Größen  $v'$  berechnet, und zwar, wenn man zur Abkürzung  $\eta = \frac{y}{J} \frac{du}{dx}$  setzt, so ist für die Punkte  $n = 0$  bis  $n = 6$

$$v_n = \frac{1}{6} (\eta_{n-1} + 4 \eta_n + \eta_{n+1}), \text{ ferner}$$

$$v_7 = \frac{1}{6} (\eta_6 + 2 \eta_7) + \frac{1}{6} (2 \eta_7 + \eta_8) \frac{1.38}{1.50}$$

$$v_8 = \frac{1}{6} (\eta_7 + 2 \eta_8) \frac{1.38}{1.50}$$

In gleicher Weise berechnen sich aus den Zahlenwerthen  $\eta' = \frac{x}{J} \frac{du}{dx}$  und  $\eta'' = \frac{1}{J} \frac{du}{dx}$  die Größen  $v'$  und  $v''$ . Die nachstehende Tabelle enthält die bezügliche Zusammenstellung:

Punkt	$\frac{1}{J} \frac{du}{dx}$	$y$	$\frac{y}{J} \frac{du}{dx}$	$v$	$x$	$\frac{x}{J} \frac{du}{dx}$	$v'$	$v''$
0	55.56	0.915	50.833	$\frac{1}{2} v_0 = 24.10$	0	0	0	$\frac{1}{2} v''_0 = 26.94$
1	50.53	0.850	42.951	42.25	1.5	75.80	73.72	50.67
2	46.38	0.665	30.844	30.13	3.0	139.15	136.32	46.21
3	41.24	0.350	14.433	14.12	4.5	185.57	181.72	41.03
4	34.82	-0.110	-3.830	-3.54	6.0	208.91	205.02	34.73
5	27.86	-0.730	-20.334	-19.39	7.5	208.91	205.18	27.83
6	20.73	-1.503	-31.150	-30.83	9.0	186.52	187.60	21.17
7	16.24	-2.470	-40.023	-37.45	10.5	170.56	162.22	15.70
8	12.06	-3.590	-43.295	-19.41	11.88	143.27	70.09	6.19

Wird vorläufig von den die Querschnittsflächen  $F$  enthaltenden Summengliedern der oben entwickelten Gleichungen 5) ihrer Kleinheit wegen abgesehen, so lassen sich die Einflusslinien der  $H$ ,  $X'$

und  $X''$  durch die Zeichnung dreier Seilpolygone darstellen. Es ist nämlich  $\sum_{-a}^{+a} Mv = M_v$  gleich dem Momente eines frei aufliegenden Balkens von der Spannweite  $l$ , der durch die senkrechten Kräfte  $v$  belastet wird. In gleicher Weise erhält man die Summen  $\sum_{-a}^{+a} Mv'$  und  $\sum_{-a}^{+a} Mv''$  als Momente  $M_{v'}$  und  $M_{v''}$  der Kräfte  $v'$  und  $v''$ . Diese Seilpolygone sind in den Fig. 2, 3 und 4 mit Hilfe der Kräftepolygone Fig. 2<sub>a</sub>, 3<sub>a</sub> und 4<sub>a</sub> erhalten worden.

Der im Nenner von  $H$  erscheinende Ausdruck  $\sum_{-a}^{+a} yv$  bestimmt sich als Momentensumme der in den Bogenpunkten horizontal wirkend gedachten Kräfte  $v$ , bezogen auf die Linie  $AX$  oder eine dazu parallele Achse. Man erhält diese Größe durch Zeichnung des Seilpolygons Fig. 5, dessen Seiten senkrecht auf den entsprechenden Polstrahlen des Kräftepolygons Fig. 2<sub>a</sub> stehen, und zwar ist bei der Poldistanz  $p = 100$  und dem Kräfte-Abstande  $b = 1.5 m$ :

$$\sum_{-a}^{+a} yv = 2p \cdot n_0 n_1 \cdot b$$

Ebenso erhält man die im Nenner von  $X'$  stehende Summe aus dem mit der Poldistanz  $p'$  und dem Kräfte-Abstand  $b$  multiplicirten Abschnitt der äußeren Seiten des Seilpolygons (Fig. 3) auf der Ordinatenachse, d. i.:

$$\sum x v' = 2p' n_3 n_4 \cdot b.$$

Die die Fläche  $F = d$  enthaltenden Correcturglieder wurden mit Hilfe der nachstehenden Tabelle berechnet:

Punkt	$F = d$	$\frac{1}{F}$	$\Delta y$	$-\frac{\Delta y}{F}$	$-\frac{c}{r} \frac{1}{pb} \sum_x \frac{\Delta y}{F}$
0	0.6	1.667	-0.055	0.090	0.034
1	0.62	1.613	-0.185	0.294	0.034
2	0.64	1.563	-0.315	0.481	0.032
3	0.67	1.493	-0.46	0.665	0.029
4	0.715	1.399	-0.62	0.831	0.025
5	0.78	1.282	-0.773	0.937	0.020
6	0.875	1.143	-0.967	1.051	0.014
7	0.97	1.031	-1.12	1.086	0.007
8	1.10	0.909			

Nach der Simpson'schen Formel folgt  $\sum_{-a}^{+a} \frac{\Delta x}{F} = 32.22$ , und

da  $r = 17.94 m$ ,  $c = 17.02 m$ , daher  $\frac{c}{r} = 0.95$  ist, so wird

$\frac{c}{r} \sum_{-a}^{+a} \frac{\Delta x}{F} = 30.6$ . Die letzte Rubrik der obigen Tabelle gibt nun

die im Zähler von  $H$  erscheinenden Correcturglieder, und zwar wurden mit  $pb = 150 m$  jene Größen in Meter erhalten, um welche die Ordinaten des Seilpolygons (Fig. 2) zu vermindern sind. Man erkennt, daß diese Correcturen (die gestrichelte Linie in Fig. 2) nur sehr unbedeutend ausfallen. Bezeichnet nun  $\zeta$  die corrigirte Ordinate des Seilpolygons Fig. 2 (Einflusslinie des corrigirten Horizontalschubes), so folgt der Horizontalschub für eine Einzel-

last  $G$  aus  $H = \frac{\zeta}{2n_0 n_1 + C} G$ , worin  $C = \frac{1}{pb} \frac{c}{r} \sum \frac{\Delta x}{F} =$

$\frac{30.6}{150} = 0.204 m$  ist. Wir machen  $n_1 n_2 = \frac{1}{2} C = 0.102 m$

und erhalten  $n_0 n_2 = 3.20 m$ , folglich:

$$H = \frac{\zeta}{6.40} G \dots \dots \dots 8)$$

Bezeichnet man die Ordinaten des Seilpolygons (Fig. 3)

mit  $\zeta'$ , so wird  $X' = \frac{\zeta'}{2n_3 n_4} G$  und mit  $2n_3 n_4 = 16.65 m$

$$X' = \frac{\zeta'}{16.65} G \dots \dots \dots 9)$$

Endlich wird, wenn man die Ordinaten des dritten Seilpolygons (Fig. 4)  $\zeta''$  nennt und mit Rücksicht darauf, daß hier die Poldistanz  $= \frac{1}{2} \sum v'' = 271.0$  gewählt wurde,  $X'' =$

$$= \left[ \frac{1}{2} \zeta'' + C'' \right] G, \text{ wenn } C'' = \frac{1}{r \cdot b \sum v''} \left[ H + \sum_a \frac{\Delta x}{F} - \sum_x \frac{\Delta y}{F} \right] =$$

$$= \frac{1}{17.9 \cdot 1.5 \cdot 542} \left( 32.2 \zeta - \sum_x \frac{\Delta y}{F} \right), \text{ d. i. im Maximum } C'' =$$

$$= \frac{1}{14553} (5 \zeta + 5.4). \text{ Gegenüber } \zeta'' \text{ ist dieses Correcturglied } C''$$

so klein, daß man es ohneweiters vernachlässigen kann, und sonach:

$$X'' = \frac{1}{2} \zeta'' G \dots \dots \dots 10)$$

Stützlinie im unbelasteten Gewölbe. Nach der bekannten Eigenschaft der Einflusslinien erhält man mit Hilfe derselben die Wirkung einer beliebigen Belastung, wenn man die den Lastangriffstellen entsprechenden Ordinaten der Einflusslinie mit den Lastgrößen multiplicirt und die Summe bildet. Auf das unbelastete Gewölbe wirkt nur das Eigengewicht des Bogens, welches sich pro  $m$  Horizontalprojection in jedem Punkte mit  $\gamma d \sec \varphi$  berechnet, wenn  $\gamma = 2400 kg$  das Gewicht eines Kubikmeters Gewölbmauerwerk bezeichnet. Wegen der Symmetrie der Belastung genügt es, bloß den halben Bogen und nur die Größen  $H$  und  $X''$  zu rechnen. Zur Bildung der Summen ist wieder die Simpson'sche Formel in Anwendung gebracht worden und wird mit den Werthen der nachstehenden Zusammenstellung erhalten:

$$H_g = 2 \cdot \frac{34.62}{6.40} \gamma = 10.82 \gamma = 25.968 t$$

$$X''_g = 40.55 \gamma = 97.315 t/m,$$

$$\text{mithin } z_0 = \frac{X''_g}{H_g} = \frac{40.55}{10.82} = 3.747 m$$

Punkt	$d$	$d \sec \varphi$	$\zeta$	$\zeta d \sec \varphi$	$\zeta''$	$\zeta'' d \sec \varphi$	Bogengewicht	
							pr. l. M.	pro Bogenstück
0	0.6	0.06	8.55	5.130	7.32	4.395	1.44	12.17
1	0.62	0.622	8.19	5.095	7.18	4.462	1.493	2.239
2	0.64	0.650	7.19	4.674	6.74	4.378	1.560	2.342
3	0.67	0.692	5.74	3.971	6.06	4.193	1.661	2.496
4	0.715	0.759	4.07	3.087	5.13	3.893	1.821	2.736
5	0.78	0.860	2.46	2.112	4.03	3.464	2.064	3.103
6	0.875	1.013	1.15	1.165	2.75	2.786	2.431	3.675
7	0.97	1.200	0.28	0.336	1.37	1.638	2.880	4.202
8	1.10	1.473	0	0	0	0	3.535	2.213
							ton.	ton.

Aus den in der letzten Colonne angegebenen Belastungsgewichten und dem oben berechneten Horizontalschube  $H_g$  wurde das Kräftepolygon Fig. 7 construiert und damit die in Fig. 6 eingezeichnete Stützlinie für das Eigengewicht erhalten, nachdem deren Lage zur Bogenachse durch den oben ermittelten Werth von  $z_0$  bestimmt ist. (Der größeren Deutlichkeit wegen wurde in Fig. 6 das den oben berechneten Bogengewichten entsprechende Seilpolygon nicht gezeichnet und nur die diesem Seilpolygone eingeschriebene Stützlinie durch eine strich-punktirte Linie dargestellt.) Da dieselbe durchaus im mittleren Drittel des Bogenquerschnittes verbleibt, so treten im unbelasteten Gewölbe unter der Wirkung des Eigengewichtes bloß Druckspannungen auf.

Stützlinie bei einseitiger Belastung. Um die Wirkung einer durch das Belastungsgerüste auf das Gewölbe übertragenen Belastung zu erhalten, hat man die Ordinaten der Einflusslinien von  $H X' X''$  in jenen Verticalen zu messen, welche den Be-

lastungsständern entsprechen, d. i. in den Punkten I bis VI. Dabei kann auf Grund der Construction des Belastungsgerüsts angenommen werden, daß auf jeden Zwischenständer die gleiche Last  $G$ , auf die Ständer I und VI aber  $\frac{1}{2} G$  entfällt.\*)

	$\zeta$	$\zeta'$	$\zeta''$
$\frac{1}{2}$ . I	4.275	0	3.663
II	7.775	1.155	7.000
III	5.735	1.920	6.050
IV	3.220	2.100	4.615
V	1.150	1.580	2.750
$\frac{1}{2}$ . VI	0.030	0.208	0.315
Summe...	22.185	6.963	24.393

Man erhält so nach den Formeln 8), 9) und 10):

$$H_p = \frac{22.185}{6.40} G = 3.466 G$$

$$X'_p = \frac{6.963}{16.65} G = 0.418 G$$

$$X''_p = \frac{1}{2} 24.393 G = 12.196 G.$$

Es wurden zwei Belastungsphasen\*\*) (Post 5 und 7 der Tabelle I im Abschnitt III) untersucht und die denselben entsprechenden Stützlinien in Fig. 6 eingezeichnet, nämlich:

1. Belastung auf einer Gewölbshälfte mit insgesamt 35.075 t. Auf einen Ständer und auf 1 m Breite des Gewölbes entfällt  $G = 3.5075 t$ , daher:

$$H = H_g + H_p = 25.968 + 3.466 \cdot 3.5075 = 38.126 t$$

$$X' = X'_g + X'_p = 0.418 \cdot 3.5075 = 1.4668 t$$

$$X'' = X''_g + X''_p = 97.315 + 12.196 \cdot 3.5075 = 140.092 tm$$

$$\text{Hiemit folgt } z_0 = \frac{140.092}{38.126} = 3.674 m$$

$$\frac{1}{2} (m_2 - m_1) = \frac{X'}{H} \frac{l}{2} = \frac{1.4668}{38.126} \cdot 11.88 = 0.457 m.$$

2. Belastung auf einer Gewölbshälfte mit insgesamt 56.511 t oder pro Ständer und 1 m Breite des Gewölbes  $G = 5.6511 t$ :

$$H = H_g + H_p = 25.968 + 3.466 \cdot 5.6511 = 45.557 t$$

$$X' = X'_g + X'_p = 0.418 \cdot 5.6511 = 2.3633 t$$

$$X'' = X''_g + X''_p = 97.315 + 12.196 \cdot 5.6511 = 166.236 tm$$

$$\text{Hiemit } z_0 = \frac{166.236}{45.557} = 3.649 m$$

$$\frac{1}{2} (m_2 - m_1) = \frac{X'}{H} \frac{l}{2} = \frac{2.3633}{45.557} \cdot 11.88 = 0.616 m$$

Die Größen  $z_0$  und  $\frac{1}{2} (m_2 - m_1)$  bestimmen die Lage der Stützlinie, welche selbst als Seilpolygon der Belastung mit dem betreffenden Horizontalschube als Poldistanz erhalten wird. In Fig. 6 sind die diesen beiden Belastungsfällen entsprechenden

\*) Dieser Bedingung ist beim ersten Belastungsfall (Belastung bloß durch das Gerüst ohne Schienenaufgabe) nicht ganz entsprochen. (Siehe Anmerkung auf Seite 50.)

\*\*) Nachträglich, nach Fertigstellung der Berechnung, wurde in den Angaben der Tabelle I, Abschnitt III ein kleiner Irrthum entdeckt, demzufolge die Gesamtbelastung in den beiden hier untersuchten Belastungsfällen etwas zu groß angegeben erscheint. Sie betrug tatsächlich nämlich nur 34.30 t, bezw. 55.736 t. Der Fehler ist aber so geringfügig, daß er auf das Rechnungsergebnis keinen merklichen Einfluß nimmt, weshalb eine darauf bezügliche Correctur der Rechnung unterblieb. (Siehe auch Anmerkung Seite 55.)

Stützlinien durch eine gestrichelte und eine volle Linie dargestellt wobei die diesen Curven umschriebenen Seilpolygone der Deutlichkeit wegen weggelassen sind.

### Beanspruchungen im Gewölbe.

Für die obigen Belastungen wurden in jenen Gewölbsquerschnitten, in welchen die Stützlinie der inneren oder äußeren Bogenleibung am nächsten tritt, die Spannungen ermittelt. Es sind dies die beiden Kämpferquerschnitte und dann zwei Querschnitte  $a$  und  $b$ , welche ungefähr mit dem neunten Meterpunkte auf jeder Gewölbsseite übereinstimmen.

Zu diesem Behufe wurden die Achsialkräfte aus den Kräftepolygonen entnommen, und zwar:

Belastung		linker Kämpfer	Punkt a	Punkt b	rechter Kämpfer	
35.075 t	$N =$	46.65	39.0	39.6	54.15	ton.
	$\sigma_0 = \frac{N}{d} =$	4.24	6.0	6.1	4.92	kg/cm <sup>2</sup>
56.511 t	$N =$	53.34	46.56	47.16	65.5	ton.
	$\sigma_0 = \frac{N}{d} =$	4.85	7.16	7.26	5.95	kg/cm <sup>2</sup>

Hiemit haben sich die in den Fig. 10 bis 13 dargestellten Spannungsvertheilungen ergeben und betragen die größten Spannungen in Kilogramm pro cm<sup>2</sup> in den betrachteten Querschnitten:

Belastung	unbelastete Gewölbshälfte				belastete Gewölbshälfte			
	linker Kämpfer		Punkt a		Punkt b		rechter Kämpfer	
	Zug	Druck	Zug	Druck	Zug	Druck	Zug	Druck
35.075 t	2.7	11.2	3.4	15.8	2.3	14.2	5.4	15.6
56.511 t	7.4	17.0	7.5	21.9	6.7	20.8	9.4	21.4

Diese Rechnungsergebnisse stehen mit den Versuchsergebnissen in befriedigender Uebereinstimmung. Die ersten Risse in den Gewölbschenkeln, und zwar an der inneren Leibung der belasteten und an der äußeren der nicht belasteten Gewölbshälfte, wurden bei der Belastung von 56.5 t an Stellen beobachtet, die mit den Punkten  $a$  und  $b$  sehr nahe zusammenfallen, und es haben sich von diesen stärkst beanspruchten Stellen aus Risse von abnehmender Stärke nach beiden Seiten hin an der Gewölbsleibung constatiren lassen, jener Partie des Gewölbes entsprechend, wo die Stützlinie nahe der Leibung verläuft.

Da das Auftreten eines Risses im rechten (belasteten) Kämpfer nicht schon bei einer kleineren Belastung, sondern ziemlich gleichzeitig mit den Rissen in  $a$  beobachtet wurde, obwohl sich daselbst rechnungsmäßig eine etwas größere Zugspannung, als in den übrigen Punkten ergibt, so muss angenommen werden, daß die Lage der Stützlinie und darnach die Spannungsvertheilung in Wirklichkeit gegenüber der Rechnung eine geringe Modification erlitt, wodurch die Zugspannungen in den Stellen  $a$  und  $b$  etwas erhöht, jene im rechten Kämpfer dagegen etwas vermindert wurden. Man kann sich dies aus kleinen elastischen Verdrehungen der Endquerschnitte des Gewölbes, die bei der Rechnung als ganz unveränderlich fest angenommen wurden, erklären. Mit Rücksicht auf diesen Umstand wird sonach die Zugfestigkeit des Mörtels, oder auf Grund der Brucherscheinungen vielleicht richtiger die Adhäsion des Mörtels an den Steinen, in dem erprobten Bruchsteingewölbe mit dem Mittel der berechneten Spannungswerthe, d. i. mit etwa 8.5 kg pro cm<sup>2</sup> anzunehmen sein.

### Berechnung des Elasticitäts-Coefficienten aus den gemessenen Formänderungen.

Man erhält bekanntlich die Einflusslinie der Verticalsenkungen eines Punktes der Bogenachse, wenn man sich daselbst eine Vertikalkraft  $G = 1$  angreifend denkt und für diese die

Biegungslinie, d. i. die Verticalbewegungen sämmtlicher Bogenpunkte, construirt.

Biegungslinie für den Punkt ④. Es wurde (auf Taf. XIX) zunächst für den im Viertel der Spannweite gelegenen Messpunkt ④ die Construction durchgeführt. Zu diesem Behufe ist es nothwendig, zuerst die Stützlinie für eine in ④ wirkende Einzellast  $G = 1$  zu verzeichnen, was mit Hilfe der für ④ geltenden Größen  $H = 0.580 G$ ,  $X' = 0.128 G$ ,  $X'' = 2.45 G$ , daher  $z_0 = \frac{2.45}{0.58} = 4.224 m$ ;  $\frac{m_2 - m_1}{l} = \frac{0.128}{0.580} = 0.221$  in Fig. 1 (Linie  $rst$ ) geschehen ist. Nennt man nun  $m$  den Abstand zwischen Stützlinie und Bogenachse, so wird die Biegungslinie als Seilpolygon der in den Bogenpunkten wirkenden Verticalkräfte  $\frac{m}{J} \frac{du}{dx} + c$  erhalten,\*) und zwar ist  $c = \frac{1}{r} \frac{1}{F} \frac{du}{dx}$  eine kleine Größe, die mit hinreichender Genauigkeit constant  $= \frac{1}{r F_0} = \frac{1}{17.94 \cdot 0.6} = 0.093 m$  gesetzt werden kann. Die Ordinaten  $m$  wurden für, in 1.5 m Abstand befindliche Bogenpunkte der Zeichnung entnommen und daraus wieder die Belastungskräfte  $\left(\frac{m}{J} \frac{du}{dx}\right)$  nach der Simpson'schen Formel berechnet.

Punkt	$m$	$\frac{1}{J} \frac{du}{dx}$	$m \frac{1}{J} \frac{du}{dx}$	$\left(\frac{m}{J} \frac{du}{dx}\right)$	$\left(\frac{m}{J} \frac{du}{dx} + c\right)$
8	-3.25	12.060	-39.195	-17.699	-17.606
7	-2.28	16.244	-37.036	-32.925	-32.832
6	-0.93	20.725	-19.274	-16.144	-16.051
5	+0.62	27.855	+17.270	+15.974	+16.067
④ 5 + 1.2 m	+1.98	33.426	+66.183	+26.476	+26.569
4	+1.82	34.819	+63.370	+34.977	+35.070
3	+1.08	41.237	+44.536	+43.847	+43.940
2	+0.465	46.382	+21.568	+21.801	+21.894
1	0.00	50.531	0	+0.400	+0.493
0	-0.345	55.555	-19.166	-17.493	-17.400
1'	-0.56	50.531	-28.297	-27.045	-26.952
2'	-0.645	46.382	-29.916	-28.784	-28.691
3'	-0.60	41.237	-24.742	-23.889	-23.796
4'	-0.415	34.819	-14.450	-14.092	-13.999
5'	-0.075	27.855	-2.089	-2.333	-2.240
6'	+0.425	20.725	+8.808	+8.556	+8.649
7'	+1.120	16.244	+18.193	+16.754	+16.847
8'	+1.97	12.060	+23.758	+10.075	+10.168

Aus den in der letzten Rubrik vorstehender Tabelle in Meter angegebenen Belastungswerthen wurde mittelst des Kraftpolygons (Fig. 4) unter Zugrundelegung einer Poldistanz  $p = 100$  das Seilpolygon  $S_{IV}$  (Fig. 2) erhalten, dessen Ordinaten  $\delta$  die Verticalbewegungen der Bogenpunkte in Folge der auf das Gewölbe einwirkenden Biegemomente angeben, und zwar in dem Zeichnungsmaßstabe des Bogens, wenn  $p = \frac{E}{H \cdot b} = \frac{E}{0.580 \cdot 1.5}$  gemacht worden wäre. Mit  $p = 100$  werden sonach diese Verschiebungen in dem  $n$ -fachen Maßstabe der Zeichnung erhalten, und zwar ist:

$$n = \frac{E}{0.580 \cdot 1.5 \cdot 100} = \frac{E}{87}.$$

Da für die Zeichnung der Längenmaßstab 1 m der Natur = 2 cm der Zeichnung gewählt wurde, so gilt für die Biegungslinie  $S_{IV}$  der Maßstab ... 1 cm der Natur =  $\frac{2 E}{8700}$  cm der Zeichnung.

\*) Melan, Theorie d. Bogen- u. Hängebrücken im Handb. d. Ingen.-Wissensch., II. Bd., 4. Abth., S. 94.

Zu diesen, durch die Biegemomente, d. i. durch die Verdrehung der Bogenquerschnitte hervorgerufenen Verticalverschiebungen kommt noch der Einfluss der Achsialkräfte  $N$ , welche eine Zusammendrückung des Bogens in seiner Längsachse und damit eine weitere Senkung der Bogenpunkte bewirken. Diese Senkung berechnet sich aus

$$\delta' = \frac{1}{E} \left[ \sum_0^x \frac{N \Delta y}{F} - \frac{x \sum_0^x \frac{N \Delta y}{F}}{l_{x=0}} \right],$$

wobei die Abscisse  $x$  vom Kämpfer aus gezählt wird.

Die bezüglichlichen Rechnungsgrößen sind in nachstehender Tabelle zusammengestellt:

Punkt	$\frac{\Delta y}{F}$	$N$	$N \frac{\Delta y}{F}$	$\sum_0^x \frac{N \Delta y}{F}$	$E \delta' = \sum_0^x \frac{N \Delta y}{F} - \frac{x \sum_0^x \frac{N \Delta y}{F}}{l_{x=0}}$ Meter	$\delta'$ im Maßstabe der Zeichnung cm
8	0	1.030	0	0	0	0
7	1.086	0.995	1.086	1.086	1.000	0.023
6	1.051	0.950	1.020	2.106	1.934	0.044
5	0.937	0.900	0.862	2.968	2.710	0.062
4	0.831	0.515	0.706	3.674	3.330	0.077
3	0.665	0.535	0.348	4.022	3.592	0.083
2	0.481	0.555	0.262	4.284	3.768	0.087
1	0.294	0.570	0.165	4.449	3.847	0.089
0	0.090	0.580	0.053	4.502	3.814	0.088
1'	-0.090	0.585	-0.053	4.449	3.675	0.086
2'	-0.294	0.590	-0.170	4.279	3.469	0.079
3'	-0.481	0.590	-0.284	3.995	3.051	0.070
4'	-0.665	0.585	-0.392	3.653	2.535	0.058
5'	-0.831	0.580	-0.487	3.116	1.912	0.044
6'	-0.937	0.555	-0.544	2.572	1.282	0.030
7'	-1.051	0.540	-0.599	1.973	0.597	0.014
8'	-1.086	0.505	-0.597	1.376	0	0

Die Zahlen der letzten Colonne wurden durch Multiplication jener der vorletzten Reihe mit  $\frac{2}{87}$  erhalten, und sind die so berechneten Strecken zu den Ordinaten der Biegungslinie  $S_{IV}$  (Taf. XIX, Fig. 2) in der gestrichelten Linie hinzugefügt worden. Man ersieht daraus die Geringfügigkeit des Einflusses der Zusammendrückung gegenüber der Biegung des Gewölbes.

Für die Punkte I bis VI, d. i. den Ständern des Belastungsgerüsts entsprechend, wurden nun durch Abmessen die nachstehenden Ordinaten der Biegungslinie bestimmt:

Punkt	$\delta$	$\delta'$	$\delta + \delta'$
Last $\frac{1}{2} G$ in VI	+ $\frac{1}{2} 0.13$	$\frac{1}{2} 0.02$	0.07
Last $G$ in V	+ 2.06	0.04	2.10
" " " IV	+ 4.95	0.07	5.02
" " " III	+ 5.14	0.08	5.22
" " " II	+ 2.42	0.09	2.51
Last $\frac{1}{2} G$ in I	- $\frac{1}{2} 1.04$	$\frac{1}{2} 0.09$	-0.48
Summe . .			14.44

Ist nun  $G$  die Belastung eines Ständers II bis V,  $\frac{1}{2} G$  die Belastung der Ständer I und VI, so folgt die Senkung des Punktes ④ aus  $\eta = 14.44 G \cdot \frac{8700}{2 E} = 62814 \frac{G}{E}$  und

$$E = \frac{62814}{\eta} \cdot G \dots \dots \dots 11)$$

Man kann die gezeichnete Biegungslinie  $S_{IV}$  noch benützen um auch die Senkung des symmetrisch gelegenen Bogenpunktes ② zu berechnen. Die Abmessungen der Ordinaten in der rechtsseitigen Bogenhälfte ergeben nämlich:

Punkt	$\delta$	$\delta'$	$\delta + \delta'$
Last $\frac{1}{2}$ G in VI	$-\frac{1}{2} 0.06$	$+\frac{1}{2} 0.01$	$- 0.025$
Last G in V	$- 1.12$	$+ 0.03$	$- 1.09$
" " " IV	$- 2.80$	$+ 0.05$	$- 2.75$
" " " III	$- 4.90$	$+ 0.07$	$- 4.83$
" " " II	$- 3.40$	$+ 0.08$	$- 3.32$
Last $\frac{1}{2}$ G in I	$-\frac{1}{2} 1.04$	$+\frac{1}{2} 0.09$	$- 0.475$
Summe . .			$- 12.49$

Für den Punkt ② berechnet sich sonach die Senkung oder vielmehr Hebung aus  $\eta = 12.49 \cdot G \frac{8700}{2E} = \frac{54332}{E} G$  und hieraus:

$$E = \frac{54332}{\eta} \cdot G \dots \dots \dots 12)$$

Werden in die vorstehenden beiden Formeln die, den einzelnen Belastungszuständen entsprechenden, beobachteten Verticalbewegungen der Punkte ④ und ③ (siehe Tabelle I, Abschnitt III) eingesetzt, so erhält man für den Elasticitäts-Coëfficienten oder richtiger Formänderungs-Coëfficienten \*) E die folgenden Werthe \*\*):

Punkt ④	$t$	$E$
$G = 2.0$	$\eta = 0.185 - 0.01 = 0.175$	$t/m^2 \quad kg/cm^2$
$G = 3.4300$		720860 72086
$\Delta G = 1.4300$	$\Delta \eta = 0.345 - 0.245 = 0.100$	898240 89824
$G = 5.5736$		
$\Delta G = 2.1436$	$\Delta \eta = 0.845 - 0.345 = 0.500$	269296 26930
Punkt ②	$t$	$E$
$G = 2.0$	$\eta = 0.110 + 0.04 = 0.150$	$t/m^2 \quad kg/cm^2$
$\Delta G = 1.4300$	$\Delta \eta = 0.205 - 0.09 = 0.115$	725430 72543
$\Delta G = 2.1436$	$\Delta \eta = 0.760 - 0.205 = 0.555$	675630 67563
		209850 20985

Horizontalverschiebung des Punktes ③ (Scheitelpunkt). Da die Verticalbewegungen des Bogenscheitels so gering sind, daß sich daraus in Anbetracht der Beobachtungsfehler verlässliche Werthe des Formänderungs-Coëfficienten nicht berechnen lassen, so wurde zu dieser Bestimmung die Horizontalverschiebung dieses Punktes benützt. Die Einflusslinie der Horizontalbewegungen eines Bogenpunktes wird aber wieder als Biegungslinie für eine in dem betreffenden Punkte angreifende Horizontalkraft  $W = 1$  erhalten.

Zu diesem Behufe wurde zunächst die Stützlinie, d. i. Richtung und Größe der Kämpferdrücke, für eine im Scheitel

\*) Die letztere Bezeichnung ist hier zutreffender, weil die gemessenen Verschiebungen der Bogenpunkte auch die bleibenden Formänderungen enthalten, welche allerdings innerhalb der betrachteten Beanspruchungsgrenzen nur einen geringen Bruchtheil der totalen Formänderungen ausmachen. Nach den Versuchen von Bach (Zeitschr. d. V. Deutscher Ingen. 1895) betragen die bleibenden Formänderungen des Betons bei Druckbeanspruchungen unter  $24 \text{ kg/cm}^2$  ca.  $\frac{1}{15}$  bis  $\frac{1}{8}$  der totalen Formänderungen.

\*\*) Bei dem ersten Belastungsfall (Belastung bloß durch das Gerüst ohne Schienenauflage) ist die oben angenommene Vertheilung der Last nicht vollkommen erfüllt. Es ist hier für den Ständer I  $G = 1.0 t$ , für die Ständer II bis V  $G = 2.0 t$  und für den Ständer VI  $G = 1.715 t$ . Es berechnet sich sonach für diesen Belastungsfall der Elasticitäts-Coëfficient für den Punkt ④ aus  $E = \frac{63075}{\eta} \cdot 2 t$ ; für Punkt ② aus  $E = \frac{55507}{\eta} \cdot 2$ .

angreifende Horizontalkraft  $W = 1 t$  mit Hilfe der Formeln 7) bestimmt. Man erhält:

$$H = \frac{1}{2} W = 0.5 t; X'' = \frac{1}{2} 3.59 - \frac{1.14}{2 \cdot 16.65} \cdot 23.76 = 0.982$$

daher:

$$z_0 = \frac{X''}{H} = \frac{0.982}{0.5} = 1.964 m.$$

Mit Hilfe dieser Größen kann die Stützlinie ( $r_1, 3 s_1$  in Fig. 1) verzeichnet werden. Die Verticalcomponente des Kämpferdruckes wird:

$$V = \pm \frac{1}{l} W (f - t + z_0) = \frac{2.879}{23.76} = \pm 0.121 t.$$

Die Biegungslinie wird in gleicher Weise wie oben als Seilpolygon  $S'_{III}$  der Verticalkräfte  $\left(\frac{m}{J} \frac{du}{dx} + c\right)$  erhalten, unter  $m$  die Abstände zwischen Bogenachse und Stützlinie verstanden. \*)

Die Vergrößerung der Biegungsordinaten beträgt wieder bei der Poldistanz  $p = 100$

$$n = \frac{E}{H \cdot p \cdot b} = \frac{E}{0.5 \cdot 100 \cdot 1.5} = \frac{E}{75}$$

oder nach dem Zeichnungsmaßstabe  $1 \text{ cm} = \frac{2E}{7500} \text{ cm}$  d. Zeichng.

Zu diesen durch die Biegemomente hervorgerufenen Verschiebungen tritt wieder der im Vergleich hiezu allerdings nur geringfügige Einfluss der Achsialkräfte, der sich aus nachstehender Zusammenstellung ergibt:

Punkt	$\frac{\Delta y}{F}$	$N$	$N \frac{\Delta y}{F}$	$\sum \frac{\Delta y}{F}$	$\sum N \frac{\Delta y}{F}$	$E \delta' = \frac{\sum N \frac{\Delta y}{F}}{1 - \sum \frac{\Delta y}{F}}$	$\delta'$ im Maßstab der Zeichnung cm
8	0	-0.447	0	0	0	0	0
7	1.086	-0.469	-0.508	-0.508	-0.195	-0.005	-0.005
6	1.051	-0.489	-0.513	-1.021	-0.367	-0.011	-0.011
5	0.937	-0.503	-0.471	-1.492	-0.496	-0.013	-0.013
4	0.831	-0.511	-0.424	-1.916	-0.579	-0.015	-0.015
3	0.665	-0.515	-0.342	-2.258	-0.579	-0.015	-0.015
2	0.481	-0.514	-0.247	-2.505	-0.485	-0.013	-0.013
1	0.294	-0.510	-0.150	-2.655	-0.293	-0.008	-0.008
0	0.090	-0.500	-0.045	-2.700	0	0	0

Für die Belastung der Punkte I bis VI, den Ständern des Belastungsgerüsts entsprechend, erhält man nun die nachstehenden, dem Seilpolygon  $S'_{III}$  und der obigen Tabelle für  $\delta'$  entnommenen Horizontalverschiebungen des Bogenscheitels.

\*) Die Ordinaten  $m$  wurden der Zeichnung entnommen und daraus wieder die Belastungskräfte  $\left(\frac{m}{J} \frac{du}{dx}\right)$  nach der Simpson'schen Formel berechnet. Die Constante  $c$  ist  $= 0.093 m$ .

Punkt	$m$	$\frac{1}{J} \frac{du}{dx}$	$\frac{m}{J} \frac{du}{dx}$	$\left(\frac{m}{J} \frac{du}{dx}\right)$	$\left(\frac{m}{J} \frac{du}{dx} + c\right)$
8	-1.626	12.060	-19.609	-8.183	-8.090
7	-0.871	16.244	-14.148	-12.947	-12.854
6	-0.257	20.725	-5.326	-5.143	-5.050
5	+0.165	27.855	+4.595	+4.584	+4.677
4	+0.415	34.819	+14.449	+13.951	+14.044
3	+0.517	41.237	+21.319	+20.331	+20.424
2	+0.480	46.382	+22.263	+21.006	+21.099
1	+0.310	50.531	+15.664	+14.153	+14.246
0	+0.00	55.555	0.00	0.00	0.000



Punkt	$\delta$	$\delta'$	$\delta + \delta'$
Last $\frac{1}{2} G$ in I . . . . .	0	0	0
" $G$ " II . . . . .	1.940	— 0.014	1.926
" " " III . . . . .	2.740	— 0.015	2.725
" " " IV . . . . .	2.130	— 0.014	2.116
" " " V . . . . .	0.950	— 0.011	0.939
" $\frac{1}{2} G$ " VI . . . . .	$\frac{1}{2}$ 0.150	— $\frac{1}{2}$ 0.002	0.074
Summe . . .			7.780

Es folgt sonach bei der Belastung  $G$  eines Ständers die Horizontalverschiebung von Punkt ③ aus

$$\varepsilon = 7.780 \cdot \frac{7500}{2E} \cdot G = \frac{29175}{E} \cdot G$$

und der Elasticitäts-Coëfficient

$$E = \frac{29175}{\varepsilon} \cdot G$$

Mit den aus den Messungstabellen entnommenen Größen  $\varepsilon$  und  $G$  berechnen sich schließlich wieder folgende Werthe des Formänderungs-Coëfficienten\*). Punkt ③:

$$\begin{aligned} G &= 2.0 & \varepsilon &= 0.130 + 0.005 = 0.135 \quad \begin{matrix} t/m^2 & kg/cm^2 \\ 435.170 & 43.517 \end{matrix} \\ \Delta G &= 1.4300 & \Delta \varepsilon &= 0.165 - 0.110 = 0.055 \quad \begin{matrix} 758.550 & 75.855 \end{matrix} \\ \Delta G &= 2.1436 & \Delta \varepsilon &= 0.470 - 0.165 = 0.305 \quad \begin{matrix} 205.100 & 20.510 \end{matrix} \end{aligned}$$

Horizontalverschiebung des Punktes ④. Unter Einhaltung desselben Rechnungsvorganges wie oben bei Punkt ③ wurden wieder zunächst die zur Verzeichnung der Stützlinie für die Horizontalkraft  $W = 1 t$  erforderlichen Größen  $H$ ,  $X'$  und  $X''$  nach den Formeln 6) berechnet. Man erhält

$$\begin{aligned} H &= \frac{1.985 + 0.035}{6.40} = 0.316 t \\ 13.835 X' + 3.1646 X'' - 1.5708 &= 0 \\ 18.797 X' + 0.5823 X'' - 0.2950 &= 0 \\ \text{daraus } X' &= 0.0003675 \quad X'' = 0.4947 \\ m_2 - m_1 &= \frac{X'}{H} l = 0.0276 m \quad z_0 = \frac{X''}{H} = 1.565 m \\ V &= \pm 0.056 t. \end{aligned}$$

Mit Hilfe der in die Fig. 1 eingetragenen Stützlinie  $r_2 t_2 s_2$  bestimmen sich die in der umstehenden Tabelle enthaltenen

Belastungsordinaten  $\left( \frac{m du}{J dx} + c \right)^{**})$

Mit diesen Kräften wurde das Seilpolygon  $S'_{IV}$  (Fig. 2) erhalten, dessen Ordinaten im Maßstabe

$$1 cm = \frac{2}{100} \cdot \frac{E}{H p \cdot b} = \frac{2}{100} \cdot \frac{E}{0.316 \cdot 100 \cdot 1.5} = \frac{2E}{4740} \text{ cm d. Zeich.}$$

die durch die Biegemomente hervorgerufenen Verschiebungen bestimmen.

Es wurden nunmehr in derselben Weise wie oben bei Punkt ③ die durch die Achsialkräfte bewirkten Verschiebungsgrößen  $\delta'$  berechnet, welche wieder sehr klein ausfallen und hier nicht besonders angeführt werden sollen.

\*) Für den ersten Belastungsfall ist wieder zufolge der Mehrbelastung des Endständers VI zu setzen  $E = \frac{29374}{\varepsilon} 2t$ .

\*\*) Anmerkung: Die Längen  $m$  entsprechen den Ordinaten zwischen Stützlinie und Bogenachse, wobei aber die links vom Pkt. ④ gelegenen Ordinaten mit dem Verhältnis  $\frac{W-H}{H} = \frac{0.684}{0.316} = 2.164$  zu multiplizieren sind.

Punkt	$m$	$\frac{1}{J} \frac{du}{dx}$	$\frac{m du}{J dx}$	$\left( \frac{m du}{J dx} \right)$	$\left( \frac{m du}{J dx} + c \right)$
8	— 4.353	12.060	— 52.497	— 21.644	— 22.551
7	— 2.226	16.244	— 36.159	— 32.463	— 32.370
6	— 0.368	20.725	— 7.626	— 6.124	— 6.031
5	+ 1.074	27.855	+ 29.916	+ 28.933	+ 29.026
4	+ 1.768	34.819	+ 61.559	+ 53.111	+ 53.204
3	+ 1.031	41.237	+ 42.515	+ 41.991	+ 42.084
2	+ 0.440	46.382	+ 20.408	+ 20.388	+ 20.481
1	— 0.036	50.531	— 1.819	— 1.126	— 1.033
0	— 0.358	55.555	— 19.887	— 18.361	— 18.268
1'	— 0.570	50.531	— 28.803	— 27.579	— 27.486
2'	— 0.655	46.382	— 30.379	— 29.314	— 29.221
3'	— 0.620	41.237	— 25.567	— 24.429	— 24.336
4'	— 0.400	34.819	— 13.928	— 13.779	— 13.686
5'	— 0.050	27.855	— 1.393	— 1.627	— 1.534
6'	+ 0.470	20.725	+ 9.740	+ 9.456	+ 9.549
7'	+ 1.180	16.244	+ 19.168	+ 17.661	+ 17.754
8'	+ 2.038	12.060	+ 24.587	+ 10.479	+ 10.572

Für die Belastung der Punkte I bis VI erhält man wieder mit den dem Seilpolygon  $S'_{IV}$  entnommenen Größen  $\delta$  die nachstehenden Horizontalverschiebungen des Punktes ④.

Punkt	$\delta$	$\delta'$	$\delta + \delta'$
Last $\frac{1}{2} G$ in VI	$\frac{1}{2}$ 0.350	— $\frac{1}{2}$ 0.007	0.171
" $G$ " V	+ 2.580	— 0.028	2.552
" $G$ " IV	+ 5.140	— 0.044	5.096
" $G$ " III	+ 5.230	— 0.054	5.176
" $G$ " II	+ 2.820	— 0.052	2.768
" $\frac{1}{2} G$ " I	— $\frac{1}{2}$ 1.150	— $\frac{1}{2}$ 0.039	— 0.595
Summe...			14.668

$$\varepsilon = 14.668 \cdot \frac{4740}{2E} G = \frac{34763}{E} G$$

woraus sich der Elasticitäts-Coëfficient mit

$$E = \frac{34763}{\varepsilon} G$$

und mit Einsetzung der Messungswerthe mit den nachstehenden Zahlen bestimmt\*):

$$\begin{aligned} G &= 2.0 & t & \varepsilon &= 0.090 + 0.035 = 0.125 & E &= 56086 kg/cm^2 \\ \Delta G &= 1.4300 & \Delta \varepsilon &= 0.135 - 0.070 = 0.065 & E &= 76480 & \\ \Delta G &= 2.1436 & \Delta \varepsilon &= 0.450 - 0.135 = 0.315 & E &= 23657 & \end{aligned}$$

Schließlich wurden mit Benützung derselben Biegelinie auch noch die Horizontalverschiebungen des Punktes ② ermittelt und wurde dafür erhalten:

	$\delta$	$\delta'$	$\delta + \delta'$
Last $\frac{1}{2} G$ in VI	— $\frac{1}{2}$ 0.09	0.00	— 0.045
" $G$ " V	— 1.15	— 0.001	— 1.151
" $G$ " IV	— 2.81	— 0.004	— 2.814
" $G$ " III	— 3.91	— 0.010	— 3.920
" $G$ " II	— 3.50	— 0.022	— 3.522
" $\frac{1}{2} G$ " I	— $\frac{1}{2}$ 1.15	— $\frac{1}{2}$ 0.039	— 0.595
Summe...			12.047

\*) Für den ersten Belastungsfall ist wieder zufolge der Mehrbelastung des Endständers VI zu setzen für Punkt ④  $E = \frac{35054}{\varepsilon} 2t$ ; für Punkt ②  $E = \frac{28628}{\varepsilon} 2t$ .

Damit folgt wieder  $\varepsilon = 12 \cdot 047 \frac{4740}{2E} G = \frac{28551}{E} \cdot G$  und  
 der Elasticitäts-Coëfficient  $E = \frac{28551}{\varepsilon} \cdot G$

$G = 2 \cdot 0 \quad \varepsilon = 0 \cdot 135 + 0 \cdot 010 = 0 \cdot 145 \quad E = 39487 \text{ kg/cm}^2$   
 $\Delta G = 1 \cdot 4300 \quad \varepsilon = 0 \cdot 195 - 0 \cdot 130 = 0 \cdot 065 \quad E = 62812 \text{ "}$   
 $\Delta G = 2 \cdot 1436 \quad \varepsilon = 0 \cdot 565 - 0 \cdot 195 = 0 \cdot 375 \quad E = 16320 \text{ "}$

Die im Vorstehenden aus den Horizontal- und Verticalverschiebungen der beobachteten Punkte gerechneten Werthe des Formänderungs-Coëfficienten sind in den Fig. 3a und 3b in graphischer Darstellung verzeichnet. Die Verschiedenheit der für einen und denselben Belastungsfall geltenden Zahlenwerthe ist einestheils aus den Fehlerquellen in der Messung der sehr

kleinen Verschiebungen, andernteils aber auch aus der örtlichen Ungleichmäßigkeit des Gewölbemauerwerks zu erklären. Daß sich für den ersten Belastungsfall ein kleinerer Formänderungs-Coëfficient herausstellt, wie für den zweiten, ist wohl nur in dem Einflusse der Zeitdauer der Belastung begründet. Die Mittelwerthe aus sämtlichen Punkten ergeben:

für die Belastung  $G = 2 \cdot 0 \quad 3 \cdot 440 \quad 5 \cdot 5736 t$   
 $E = 56744 \quad 74507 \quad 21680 \text{ kg/cm}^2$

Scheidet man den dritten Belastungsfall aus, bei dem bereits Risse im Gewölbe entstanden sind, wodurch sich die bedeutende Zunahme in den Formänderungen, bzw. die Abnahme des daraus berechneten Formänderungs-Coëfficienten erklärt, so ergibt sich als Mittelwerth dieses Coëfficienten für das ganze Gewölbe

$E = \text{rund } 67000 \text{ kg/cm}^2.$

### C. Das Ziegelgewölbe.

Referent: Professor Neumann.

(Hiezu die Tafeln XX und XXI.)

Bei dem Bruchsteingewölbe ändert sich der Querschnitt stetig und ist der Krümmungshalbmesser der Bogenachse durchgehend derselbe; bei dem Ziegelgewölbe ändert sich aber der Querschnitt sprunghaft und mit dem Querschnitt ändert sich auch immer der Bogen-Halbmesser. Die Berechnung des Ziegelgewölbes kann aber dennoch mit genügender Genauigkeit in gleicher Weise wie jene des Bruchsteingewölbes durchgeführt werden, wenn die in den Formeln 1 bis 7 enthaltenen Integrale und Summengrößen in Theil-Integrale und Theilsummen getrennt werden, welche den verschiedenen Bogenstücken entsprechen, innerhalb welcher sowohl Querschnitt wie Halbmesser des Bogens sich nicht ändern.

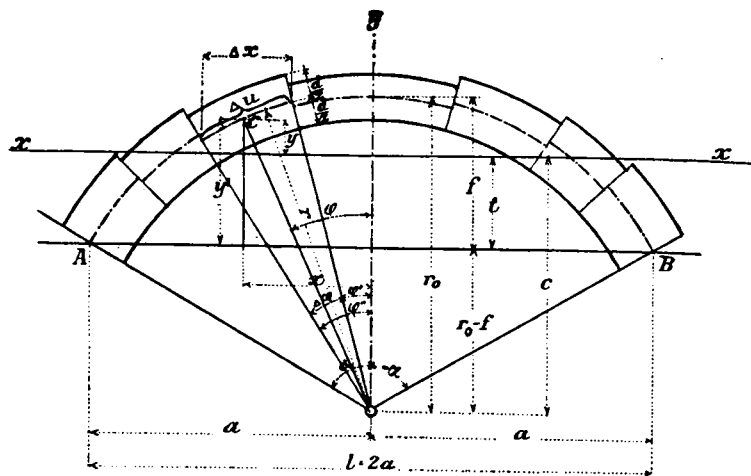


Fig. 1.

Hienach nimmt bei Einführung der in der Text-Fig. 1 angegebenen Bezeichnungen die Formel 4 folgende Gestalt an:

$$t = \frac{\int_{-a}^a \frac{y' du}{J}}{\int_{-a}^a \frac{du}{J}} = \frac{\int_{-a}^a \frac{1}{J} y' du}{\int_{-a}^a \frac{1}{J} du} = \frac{\int_{-a}^a \frac{r}{J} \left[ r \int_{\varphi'}^{\varphi''} \cos \varphi d\varphi - (r_0 - f) \int_{\varphi'}^{\varphi''} d\varphi \right]}{\int_{-a}^a \frac{r}{J} d\varphi}$$

$$= \frac{\int_{-a}^a \frac{r \Delta x}{J} - (r_0 - f) \int_{-a}^a \frac{r \Delta \varphi}{J}}{\int_{-a}^a \frac{r \Delta \varphi}{J}} = \frac{\int_{-a}^a \frac{r \Delta x}{J} - r_0 + f}{\int_{-a}^a \frac{\Delta u}{J}}$$

Mit Rücksicht auf die Symmetrie des Gewölbes wird demnach, wenn  $a = \frac{1}{2} l$  die halbe Stützweite des Bogens ist:

$$t = \frac{\int_{x=0}^x \frac{r \Delta x}{J}}{\int_{x=0}^x \frac{\Delta u}{J}} - r_0 + f \quad \dots \quad 4a$$

Die nachstehende Tabelle enthält die Zahlenwerthe dieser Formel in Metern für ein Gewölbstück von 1 m Breite:

Punkt*	x	$\Delta x$	$\Delta u$	r	d	$J = \frac{d^3}{12}$	$\frac{r \Delta x}{J}$	$\frac{\Delta u}{J}$
0	0	2.002	2.007	16.975	0.60	0.018	1888.00	111.50
4	2.002							
5	2.011							
13	6.742	4.731	4.915	17.05	0.75	0.035156	2294.45	139.81
14	6.771							
18	9.382	2.611	2.969	17.125	0.90	0.06075	736.02	48.87
19	9.424							
23	11.309	1.885	2.367	17.20	1.05	0.096469	336.09	24.54
24	11.358							
26	11.914	0.556	0.752	17.275	1.20	0.144	66.70	5.22

Hieraus folgt  $\sum_0^a \frac{r \Delta x}{J} = 5321.26$  und  $\sum_0^a \frac{\Delta u}{J} = 329.94$ .

Werden außerdem noch die Werthe  $r_0 = 16.975 m$  und  $f = 4.466 m$  in die Formel 4a eingesetzt, so ergeben sich die

\* Die Bezeichnungen der Punkte sind aus Fig. 1 auf Tafel XX zu entnehmen

Abstände der Abscissenachse  $xx$  von der Kämpfersehne  $AB$  und vom Bogenmittelpunkt:

$$t = 3.619 \text{ m}, \quad c = 16.128 \text{ m}.$$

Die in der Bogenmittellinie angenommenen Theilungspunkte (Taf. XX, Fig. 1) theilen den halben Bogen in 11 Elemente, in deren Mittelpunkten bei Bestimmung der Einflusslinien der Größen  $H$ ,  $X'$  und  $X''$  die Lasten  $v$ ,  $v'$  und  $v''$  angreifend gedacht werden. Die Werthe  $v$ ,  $v'$  und  $v''$  ergeben sich für ein Bogenelement mit durchgehendem unveränderlichem Querschnitt und Krümmungshalbmesser bei Anwendung der in der Text-Fig. 2 angegebenen Bezeichnungen nach den folgenden Formeln:

$$v = \frac{1}{J} \int_{\varphi'}^{\varphi''} y du = \frac{r}{J} \int_{\varphi'}^{\varphi''} (r \cos \varphi - c) d\varphi = \frac{r}{J} \left( r \sin \varphi - c \varphi \right) = \frac{r \Delta x}{J} - \frac{c \Delta u}{J}$$

$$v' = \frac{1}{J} \int_{\varphi'}^{\varphi''} x du = \frac{r^2}{J} \int_{\varphi'}^{\varphi''} \sin \varphi d\varphi = -\frac{r}{J} \left( r \cos \varphi \right) = -\frac{r \Delta y}{J}$$

$$v'' = \frac{1}{J} \int_{\varphi'}^{\varphi''} du = \frac{\Delta u}{J}$$

Die nachstehende Tabelle enthält die diesbezüglichen Zahlenzusammenstellungen in Metern:

Punkt	$x$	$y$	$\Delta x$	$\Delta y$	$\Delta u$	$r$	$J$	$\frac{r \Delta x}{J}$	$\frac{c \Delta u}{J}$	$v = \frac{r \Delta x}{J} - \frac{c \Delta u}{J}$	$v' = -\frac{r \Delta y}{J}$	$v'' = \frac{\Delta u}{J}$
0	0	0.847	1.001	-0.030	1.002	16.975	0.018	944.00	897.79	46.21	28.29	55.67
2	1.001	0.817	1.001	-0.089	1.005	16.975	0.018	944.00	900.47	43.53	83.93	55.83
4	2.002	0.728	1.183	-0.183	1.197	17.05	0.035156	573.73	549.14	24.59	88.75	34.05
5	2.011	0.803	1.182	-0.269	1.213	17.05	0.035156	573.25	556.48	16.77	130.46	34.50
7	3.194	0.620	1.183	-0.361	1.237	17.05	0.035156	573.73	567.50	6.23	175.08	35.19
9	4.376	0.351	1.183	-0.457	1.268	17.05	0.035156	573.73	581.72	-7.99	221.64	36.07
11	5.559	-0.010	1.183	-0.457	1.268	17.05	0.035156	573.73	581.72	-7.99	221.64	36.07
13	6.742	-0.467	1.306	-0.628	1.450	17.125	0.06075	368.15	384.93	-16.78	177.03	23.87
14	6.771	-0.399	1.305	-0.775	1.519	17.125	0.06075	367.87	403.25	-35.38	218.47	25.00
16	8.077	-1.027	0.942	-0.664	1.152	17.20	0.096469	167.96	192.63	-24.67	118.39	11.94
18	9.382	-1.802	0.943	-0.766	1.215	17.20	0.096469	168.13	203.15	-35.02	136.57	12.60
19	9.424	-1.739	0.556	-0.507	0.752	17.275	0.144	66.70	83.19	-17.49	60.82	5.22
21	10.366	-2.403										
23	11.309	-3.169										
24	11.358	-3.112										
26	11.914	-3.619										

Auf Taf. XX sind in den Fig. 2, 3 und 4 die den Verticalbelastungen  $v$ ,  $v'$  und  $v''$  entsprechenden Seilpolygone dargestellt, welche mit Hilfe der Kräftepläne 2a, 3a und 4a unter Annahme der Poldistanzen  $p = 100$ ,  $p' = 1000$  und  $p'' =$

$$= \frac{1}{2} \sum_{-a}^a v'' = 329.94 \text{ bestimmt wurden. Die Ordinaten dieser Seilpolygone geben die Werthe}$$

$$\sum_{-a}^a \mathfrak{M} v, \text{ bzw. } \sum_{-a}^a \mathfrak{M} v' \text{ und } \sum_{-a}^a \mathfrak{M} v''$$

in den Formeln:

$$\left. \begin{aligned} H &= \frac{\sum_{-a}^a \mathfrak{M} v + c G \sum_{x_1}^a \frac{\Delta y}{F r}}{\sum_{-a}^a y v + c \sum_{-a}^a \frac{\Delta x}{F r}} \\ X &= \frac{\sum_{-a}^a \mathfrak{M} v'}{\sum_{-a}^a x v'} \\ X'' &= \frac{\sum_{-a}^a \mathfrak{M} v'' + H \sum_{-a}^a \frac{\Delta x}{F r} - G \sum_{x_1}^a \frac{\Delta y}{F r}}{\sum_{-a}^a v''} \end{aligned} \right\} \dots 5a$$

Für die in den Bogenpunkten angreifenden Horizontalkräfte  $v$  wurde in Fig. 5, Taf. XX das Seilpolygon gezeichnet, dessen Seiten senkrecht zu den Strahlen des Kräftepolygons Fig. 2a gerichtet sind. Mit Berücksichtigung der Poldistanz  $p = 100$  ergibt sich der im Nenner von  $H$  stehende Ausdruck  $\sum_{-a}^a y v = 2 p \overline{n_0 n_1}$ , wobei die Strecke  $\overline{n_0 n_1}$  nach dem Zeichnungsmaßstabe in Metern zu bestimmen ist.

Die im Zähler und Nenner von  $H$  erscheinenden Correcturglieder  $c \sum_{x_1}^a \frac{\Delta y}{F r}$  und  $c \sum_{-a}^a \frac{\Delta x}{F r}$  sind in der folgenden Tabelle berechnet:

Punkt	r	F	$\Delta y$	$\frac{c \Delta y}{F r}$	$\frac{c \sum_{x_1}^a \Delta y}{F r}$	$\Delta x$	$\frac{c \Delta x}{F r}$
0	16.975	0.60	-0.030	-0.05	-4.93	2.002	3.17
2							
4			-0.089	-0.14	-4.88		
5	17.050	0.75	-0.183	-0.23	-4.74	4.731	5.97
7			-0.269	-0.34	-4.51		
9			-0.361	-0.46	-4.17		
11			-0.457	-0.58	-3.71		
13			-0.628	-0.66	-3.13		
14	17.125	0.90	-0.775	-0.81	-2.47	2.611	2.73
16							
18			-0.664	-0.59	-1.66		
19	17.200	1.05	-0.766	-0.68	-1.07	1.885	1.68
21							
23			-0.507	-0.39	-0.39		
24	17.275	1.20				0.556	0.43
26							

Die Werthe von  $c \sum_{x_1}^a \frac{\Delta y}{F r}$  geben durch die Poldistanz  $p=100$  dividirt jene Größen in Metern, welche von den Ordinaten des Seilpolygons Fig. 2, Taf. XX in Abzug zu bringen sind, um die Ordinaten  $\zeta$  der Einflusslinie des Horizontalschubes zu bestimmen. Diese verhältnismäßig kleinen Correcturgrößen sind durch die Ordinaten der gestrichelten Linie in Fig. 2, Taf. XX dargestellt.

Nach obiger Tabelle ist  $c \sum_{x_1}^a \frac{\Delta x}{F r} = \frac{c}{2} \sum_{-a}^a \frac{\Delta x}{F r} = 13.98$ , welcher Werth durch  $p=100$  zu dividiren ist, um die Strecke  $n_1 n_2$  in Metern zu bestimmen, welche zur Länge  $n_0 n_1$  in Fig. 5, Taf. XX hinzugefügt, die Strecke  $n_0 n_2 = 3.835 m$  ergibt.

Der durch eine Einzellast  $G$  verursachte Horizontalschub ist demnach:

$$H = \frac{p \zeta}{2 p n_0 n_2} G = \frac{\zeta}{7.67} G,$$

wobei  $\zeta$  in Metern einzusetzen ist.

Wenn  $2 n_3 n_4 = 19.36 m$  die Strecke ist, welche die äußersten Seiten des mit der Poldistanz  $p'$  construirten Seilpolygons Fig. 3, Taf. XX auf der Ordinatenachse abschneiden, so ergibt sich die im Nenner von  $X'$  stehende Größe:

$$\sum_{-a}^a x v' = 2 p' n_3 n_4.$$

Bezeichnet man mit  $\zeta'$  die in Metern gemessenen Ordinaten des Seilpolygons Fig. 3, Taf. XX so wird:

$$X' = \frac{p' \zeta'}{2 p' n_3 n_4} G = \frac{\zeta'}{19.36} G.$$

Wenn die ebenfalls in Metern gemessenen Ordinaten des Seilpolygons Fig. 4, Taf. XX mit  $\zeta''$  bezeichnet werden, so ergibt sich bei Vernachlässigung der beiden letzten Glieder im Zähler von  $X''$  und unter Berücksichtigung der Poldistanz  $p'' = \frac{1}{2} \sum_{-a}^a v''$ :

$$X'' = \frac{p'' \zeta''}{2 p''} G = \frac{\zeta''}{2} G.$$

Stützlinie im unbelasteten Gewölbe.

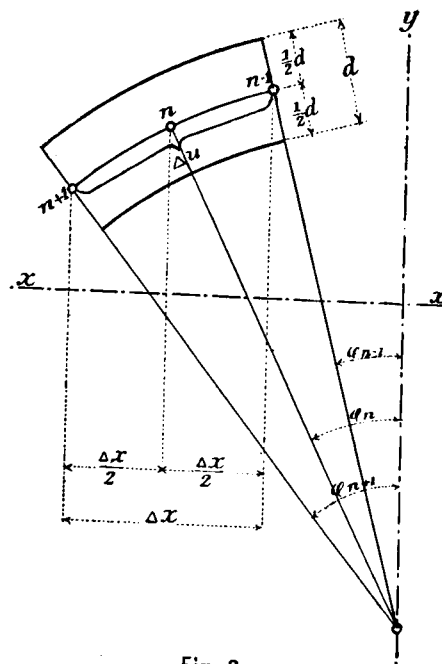


Fig. 3.

Ist  $\gamma = 1.60 t/m^3$  das spezifische Gewicht des Gewölbmauerwerkes, so hat das Bogenelement  $n-1 \dots n \dots n+1$  (Text-Fig. 3) für 1 m Gewölbweite folgendes Gewicht in Tonnen:

$$G_n = \gamma d \Delta u.$$

Bezeichnet man die Ordinaten  $\zeta$  und  $\zeta''$  der Einflusslinien für  $H$  und  $X''$  bei den Bogenpunkten  $n-1$ ,  $n$  und  $n+1$  mit den Zeigern  $n-1$ ,  $n$  und  $n+1$ , so ergibt sich nach der Simpson'schen Regel Folgendes:

$$G_n \zeta = \frac{1}{6} \Delta x \gamma d (\zeta_{n-1} + 4 \zeta_n + \zeta_{n+1})$$

$$G_n \zeta'' = \frac{1}{6} \Delta x \gamma d (\zeta''_{n-1} \sec \varphi_{n-1} + 4 \zeta''_n \sec \varphi_n + \zeta''_{n+1} \sec \varphi_{n+1}).$$

Hienach wurde mit den der Zeichnung entnommenen Werthen von  $\zeta$  und  $\zeta''$  die nachstehende Tabelle berechnet.

Punkt	$\sec \varphi$	$\zeta$	$\zeta''$	$\Delta x$	$\Delta u$	$d$	$G$	$G \zeta$	$G \zeta''$
0	1.0000	10.580	7.555						
1	1.0004	10.525	7.545	1.001	1.002	0.60	0.962	10.100	7.244
2	1.0018	10.345	7.470						
3	1.0039	10.070	7.360	1.001	1.005	0.60	0.965	9.697	7.096
4	1.0070	9.680	7.220						
5	1.0070	9.670	7.215						
6	1.0119	9.100	7.000	1.183	1.197	0.75	1.437	13.057	10.050
7	1.0180	8.465	6.755						
8	1.0256	7.775	6.480	1.182	1.213	0.75	1.455	11.296	9.422
9	1.0347	7.025	6.180						
10	1.0454	6.240	5.840	1.183	1.237	0.75	1.485	9.253	8.657
11	1.0578	5.435	5.460						
12	1.0722	4.650	5.070	1.182	1.268	0.75	1.521	7.068	7.700
13	1.0887	3.865	5.640						
14	1.0887	3.825	4.605						
15	1.1097	3.010	4.100	1.306	1.450	0.90	2.088	6.294	8.539
16	1.1340	2.255	3.555						
17	1.1624	1.565	3.005	1.305	1.519	0.90	2.186	3.462	6.550
18	1.1954	1.020	2.435						
19	1.1954	0.985	2.390						
20	1.2226	0.650	1.955	0.942	1.152	1.05	1.936	1.275	3.774
21	1.2532	0.380	1.510						
22	1.2878	0.170	1.060	0.943	1.215	1.05	2.041	0.376	3.152
23	1.3272	0.055	0.600						
24	1.3272	0.050	0.550						
25	1.3530	0.015	0.275	0.556	0.752	1.20	1.445	0.026	0.395
26	1.3810	0.000	0.000						

Hieraus folgt in Tonnen und Metern:

$$\sum_0^a G = 17.521, \sum_0^a G\zeta = 71.904 \text{ und } \sum_0^a G\zeta'' = 71.579.$$

Wenn man die geringe einseitige Belastung des Gewölbes durch die Auflagersteine des Belastungsgerüsts vernachlässigt, so ist mit Rücksicht auf die Symmetrie des Gewölbes  $\sum_{-a}^a G\zeta' = 0$ .

Es ergibt sich ferner:

$$H_G = \frac{2 \cdot 71.904}{7.67} = 18.749 \text{ t}$$

$$X'_G = 0$$

$$X''_G = 71.579 \text{ tm}$$

$$z_0 = \frac{71.579}{18.749} = 3.818 \text{ m}$$

$$m_1 = m_2 = 3.619 - 3.818 = -0.199 \text{ m}$$

$$V_1 = V_2 = 17.521 \text{ t}$$

Hienach wurde auf Tafel XX mit Hilfe des Kräfteplanes Fig. 7 die in Fig. 6 durch eine gestrichelte Linie dargestellte Stützlinie construiert, wobei der Deutlichkeit wegen das der Stützlinie umschriebene, den oben angegebenen Bogen gewichten G entsprechende Seilpolygon weggelassen wurde. Da die Stützlinie in allen Bogenquerschnitten innerhalb des mittleren Drittels liegt, so treten in dem nur durch das Eigengewicht belasteten Gewölbe bloß Druckspannungen auf.

#### Stützlinie bei einseitiger Belastung.

Die der Zeichnung entnommenen Ordinaten der Einflusslinien für  $H$ ,  $X'$  und  $X''$  sind in den Stützpunkten des Belastungsgerüsts:

Punkt	$\zeta$	$\zeta'$	$\zeta''$
I	10.580	0	7.555
II	9.440	1.310	7.130
III	6.860	2.205	6.105
IV	3.855	2.420	4.630
V	1.320	1.840	2.765
VI	0.060	0.520	0.655

Bezeichnet  $P$  die Belastung in II, III, IV oder V und

$\frac{1}{2} P$  jene in I oder VI, und setzt man ferner

$$\sum \zeta = \frac{1}{2} \zeta_I + \zeta_{II} + \zeta_{III} + \zeta_{IV} + \zeta_V + \frac{1}{2} \zeta_{VI} = 26.795$$

sowie übereinstimmend hiemit

$$\sum \zeta' = 8.035 \text{ und } \sum \zeta'' = 24.735,$$

so ergeben sich folgende Formeln:

$$H_P = \frac{26.795}{7.67} P = 3.4935 P$$

$$X'_P = \frac{8.035}{19.36} P = 0.41503 P$$

$$X''_P = \frac{24.735}{2} P = 12.3675 P$$

Hienach wurden zwei Belastungsfälle (Post 5 und 6 der Tabelle Nr. 6, S. 30\*) berechnet, nämlich:

\*) Die der vorliegenden Berechnung zu Grunde gelegten, der Tabelle 6 entnommenen Belastungen sind nicht genau richtig; es waren nämlich die Gesamtbelastungen bei den zwei hier untersuchten Belastungsfällen nicht 35.075 t und 45.855 t, sondern nur 34.30 t, bezw. 45.11 t, also in beiden Fällen um 0.775 t kleiner. Da dieser verhältnismäßig kleine Fehler der Tabelle erst nach Vollendung dieser Berechnung und der zugehörigen Zeichnung gefunden wurde, so wäre eine wesentliche Verzögerung der Veröffentlichung des ganzen Ausschussberichtes entstanden, wenn die Berechnung richtig gestellt worden wäre, weshalb hievon in Anbetracht der Kleinheit des Fehlers Umgang genommen wurde. In der weiter unten folgenden Berechnung der Formänderungs-Coefficienten konnten jedoch ohne große Aenderungen die richtigen Belastungswerte nachträglich berücksichtigt werden.

1. Gesamtbelastung einer Gewölbhälfte mit 35.075 t, d. i. auf einen Ständer und auf 1 m Gewölbbeite:

$$P = 3.5075 \text{ t}$$

Hieraus folgt:

$$H = H_G + H_P = 18.749 + 3.4935 \cdot 3.5075 = 31.002 \text{ t}$$

$$X' = H \frac{m_2 - m_1}{l} = X'_G + X'_P = 0.4153 \cdot 3.5075 = 1.4557 \text{ t}$$

$$X'' = H z_0 = X''_G + X''_P = 71.579 + 12.3675 \cdot 3.5075 = 114.958 \text{ tm}$$

$$z_0 = \frac{114.958}{31.002} = 3.708 \text{ m}$$

$$t - z_0 = \frac{m_1 + m_2}{2} = -0.089 \text{ m}$$

$$\frac{m_2 - m_1}{2} = \frac{l X'}{2 H} = \frac{23.828 \cdot 1.4557}{2 \cdot 31.002} = 0.559 \text{ m}$$

$$m_1 = -0.648 \text{ m}$$

$$m_2 = 0.470 \text{ m}$$

$$V_1 = 17.521 + \frac{5 \cdot 3.5075}{23.828} (11.914 + 2.5 \cdot 2.25) + 1.4557 = 31.886 \text{ t}$$

$$V_2 = 17.521 + \frac{5 \cdot 3.5075}{23.828} (11.914 - 2.5 \cdot 2.25) - 1.4557 = 20.694 \text{ t}$$

2. Gesamtbelastung einer Gewölbhälfte mit 45.885 t, d. i. für einen Ständer und für 1 m Gewölbbeite  $P = 4.5885 \text{ t}$ .

Es ergibt sich in gleicher Weise wie für den vorigen Belastungsfall:

$$H = 34.779 \text{ t}$$

$$X' = 1.9044 \text{ t}$$

$$X'' = 128.327 \text{ tm}$$

$$z_0 = 3.690 \text{ m}$$

$$m_1 = -0.723 \text{ m}$$

$$m_2 = 0.581 \text{ m}$$

$$V_1 = 36.312 \text{ t}$$

$$V_2 = 21.673 \text{ t}$$

Für diese beiden Belastungsfälle wurden in den Fig. 8 u. 9, Taf. XX, die Kräftepläne aufgetragen, wobei das Eigengewicht der belasteten Bogenhälfte in folgende Theile zerlegt wurde:

$$G'_1 = 0.962 \text{ t}$$

$$G'_3 = 0.965 \text{ t}$$

$$G_{27} = 0.289 \text{ t}$$

$$G_{28} = 2.757 \text{ t}$$

$$G_{29} = 2.852 \text{ t}$$

$$G_{30} = 3.620 \text{ t}$$

$$G_{31} = 0.654 \text{ t}$$

$$G_{32} = 3.846 \text{ t}$$

$$G_{33} = 0.131 \text{ t}$$

$$G'_{25} = 1.455 \text{ t}$$

Hienach wurden die Stützlinien construiert und in Fig. 6 (Taf. XX) durch eine volle und eine strichpunktirte Linie dargestellt, wobei die diesen Curven umschriebenen Seilpolygone der Deutlichkeit wegen weggelassen wurden.

#### Beanspruchungen des Gewölbes.

Die größten Beanspruchungen ergeben sich für die in Fig. 6 auf Taf. XX mit A, B, C, D, E und F bezeichneten Querschnitte. Durch die zur Auflagerung des Belastungsgerüsts dienenden Aufmauerungen wird das Gewölbe bei den Angriffspunkten der Einzellasten  $P$  etwas verstärkt und wird außerdem bewirkt, daß diese Lasten nicht als concentrirte Lasten wirken, sondern auf die Breiten dieser Aufmauerungen mehr oder weniger gleichmäßig vertheilt werden, was eine geringe Abänderung der in Fig. 6

dargestellten Stützlinien zur Folge hat, indem nämlich die Ecken der Stützlinien bei den Lastangriffspunkten etwas abgerundet werden. Aus diesen Gründen befindet sich der rechnungsgemäß am stärksten beanspruchte Querschnitt der belasteten Gewölbehälfte nicht bei dem der Mitte zunächst liegenden Absatz (Punkt 4), sondern an dem der Mitte zugekehrten Rande der Aufmauerung bei D.

Die nachstehende Tabelle enthält für die oben genannten Querschnitte und für die Belastungen von 35·075 t und 45·885 t, die sowohl durch Rechnung wie durch Zeichnung bestimmten Werthe der Normalkraft  $N$ , des Abstandes  $n$  ihres Angriffspunktes von der Bogenachse und die daraus folgenden Beanspruchungen an der Ober- und Unterkante des Querschnittes.

Querschnitt	$d$ Gewölbstärke in cm	Gesamt- Belastung in Tonnen	$N$ Normal- kraft in Tonnen	$n$ Hebel- arm in cm	Beanspruchungen in $kg/cm^2$		
					Mittlere Beanspruchung in der Oberkante $\frac{N}{100d}$	Beanspruchung in der Oberkante $\frac{N}{100d} \left(1 + \frac{n}{d}\right)$	Beanspruchung in der Unterkante $\frac{N}{100d} \left(1 - \frac{n}{d}\right)$
A	120	35·075	36·72	39·7	3·06	9·13	-3·01
		45·885	40·13	50·4	3·34	11·76	-5·08
B	105	35·075	36·02	35·2	3·43	10·33	-3·47
		45·885	39·50	43·6	3·76	13·13	-5·61
C	95	35·075	32·02	-19·8	4·27	-2·49	11·03
		45·885	35·92	-23·2	4·79	-4·10	13·68
D	60	35·075	30·85	20·8	5·14	15·83	-5·55
		45·885	34·55	23·4	5·76	19·24	-7·72
E	105	35·075	43·37	-35·1	4·13	-4·15	12·41
		45·885	49·13	-39·3	4·68	-5·83	15·19
F	120	35·075	44·44	-45·2	3·70	-4·66	12·06
		45·885	50·23	-50·1	4·19	-6·31	14·69

Nach diesen Spannungswerthen, welche in den Fig. 10 bis 15, Taf. XX, graphisch dargestellt sind, hätten die ersten Risse im Querschnitt D eintreten sollen. Hier wurden aber erst bei einer Belastung von 56·695 t an den Gewölbstirnen Risse wahrgenommen, während in der Nähe von C, E und F, sowie zwischen dem neunten und zehnten Meter der belasteten Bogenhälfte schon bei circa 42·2 t und bei 45·885 t Belastung Risse eintraten. Bei A und B am unbelasteten Widerlager entstanden die ersten Risse bei einer Belastung von 56·695 t, mithin später als die Risse bei C, obwohl nach den obigen Spannungszahlen das Gegentheil hätte geschehen sollen. Die bei beiden Widerlagern beobachteten Brucherscheinungen stehen aber mit den Rechnungsergebnissen in vollem Einklange, indem nämlich am belasteten Kämpfer bei E und F eher Risse entstanden, als am unbelasteten Kämpfer bei A und B.

Die erwähnten Widersprüche lassen sich sowohl durch die Ungleichmäßigkeiten des Gewölbmaterials wie auch durch kleine Bewegungen der Widerlager erklären, welche in der Berechnung als vollkommen unbeweglich angenommen wurden. Es ist auch möglich, daß bei D an der den Beobachtern unzugänglichen unteren Gewölbleibung schon Risse vorhanden waren, bevor an den Gewölbstirnen welche sichtbar wurden. Im weiteren Verlaufe des Belastungsversuches haben sich aber in voller Uebereinstimmung mit der Berechnung an den in Fig. 6, Taf. XX, mit  $z$  bezeichneten Stellen bei den Querschnitten A, C, D und F klaffende, über die ganze Gewölbbreite reichende Sprünge sowie auch theilweise Zerstörungen der Ziegel durch den Druck gezeigt. Das Verhalten des Ziegelgewölbes steht demnach mit der Berechnung in einer immer noch ziemlich befriedigenden Uebereinstimmung. Eine vollkommene Uebereinstimmung kann überhaupt nicht erwartet werden, wenn die in der Berechnung vorausgesetzte Unveränderlichkeit des Elasticitäts-Coëfficienten nicht besteht, wie aus den untenstehenden Berechnungen desselben hervorgeht.

Die Zugfestigkeit des Mörtels, oder richtiger seine Adhäsion an den Ziegeln, dürfte zwischen 4 und 6  $kg/cm^2$  liegen und im

Mittel etwa 5  $kg/cm^2$  betragen, während die Druckfestigkeit des Gewölbmauerwerkes die oben berechnete Druckbeanspruchung von 19  $kg/cm^2$  jedenfalls weit übersteigt.

### Berechnung der Elasticitäts-Coëfficienten aus den beobachteten Formänderungen.

#### Vertical-Bewegungen der Punkte ② oder ③ und ④ oder ⑦.

Nach den Fig. 2, 3 und 4, Taf. XX, ergibt sich für eine im Punkte ④ oder ⑦ angreifende Einzellast  $G = 1$  Folgendes:

$$H = \frac{4 \cdot 375}{7 \cdot 67} \cdot 1 \cdot 0 = 0 \cdot 5704$$

$$X' = \frac{2 \cdot 445}{19 \cdot 36} \cdot 1 \cdot 0 = 0 \cdot 1263$$

$$X'' = \frac{4 \cdot 925}{2} \cdot 1 \cdot 0 = 2 \cdot 4625$$

$$z_0 = 4 \cdot 317 \text{ m}$$

$$m_1 = -3 \cdot 336 \text{ m}, m_2 = 1 \cdot 940 \text{ m}.$$

Durch diese Größen wird die in Fig. 1 auf Taf. XXI durch die Linie  $rst$  dargestellte Stützlinie bestimmt. Bezeichnet  $m$  den verticalen Abstand derselben von der Bogenachse, so gibt der Ausdruck  $du \left( \frac{m}{J} + \frac{1}{r F} \right)$  die in den Bogenpunkten angreifend gedachten Vertikalkräfte an, deren Seilpolygon  $S_{IV}$  (Fig. 3, Taf. XXI) die Einflusslinie der durch die Biegemomente verursachten Verticalbewegungen der Punkte ④ und ⑦, bzw. ③ und ③ ist. Die letzte Spalte der nachstehenden Tabelle enthält die nach der Simpson'schen Regel berechneten Werthe dieser Vertikalkräfte.

Punkt	$m$	$F$	$J$	$r$	$\Delta u$	$\left( \frac{m_{n-1} + 4m_n + m_{n+1}}{6J} + \frac{1}{rF} \right) \Delta u$
26	-3·336					
25	-3·160	1·20	0·144	17·275	0·752	-16·46
24	-2·973					
23	-2·840					
22	-2·499	1·05	0·096469	17·200	1·215	-31·35
21	-2·130					
20	-1·737	1·05	0·096469	17·200	1·152	-20·63
19	-1·320					
18	-1·192					
17	-0·578	0·90	0·06075	17·125	1·519	-14·19
16	0·075					
15	0·765					
14	1·489	0·90	0·06075	17·125	1·450	18·49
13	1·604					
13a	1·834	0·75	0·035156	17·050	0·437	22·84
④	2·068					
11a	1·844	0·75	0·035156	17·050	0·831	43·70
11	1·631					
10	1·327	0·75	0·035156	17·050	1·237	46·93
9	1·047					
8	0·789	0·75	0·035156	17·050	1·213	27·45
7	0·554					
6	0·341	0·75	0·035156	17·050	1·197	11·82
5	0·148					
4	0·221					
3	0·074	0·60	0·018	16·975	1·005	4·38
2	-0·057					
1	-0·174	0·60	0·018	16·975	1·002	-9·45
0	-0·276					
1'	-0·363	0·60	0·018	16·975	1·002	-19·97
2'	-0·435					
3'	-0·493	0·60	0·018	16·975	1·005	-27·28
4'	-0·535					



Punkt	$m$	$F$	$J$	$r$	$\Delta u$	$\left( \frac{m_{n-1} + 4m_n + m_{n+1}}{6J} + \frac{1}{rF} \right) \Delta u$
5'	-0.611					
6'	-0.642	0.75	0.035156	17.050	1.197	-21.65
7'	-0.652					
8'	-0.640	0.75	0.035156	17.050	1.213	-21.86
9'	-0.606					
10'	-0.549	0.75	0.035156	17.050	1.237	-19.09
11'	-0.469					
12'	-0.364	0.75	0.035156	17.050	1.268	-12.88
13'	-0.234					
14'	-0.309					
15'	-0.185	0.90	0.06075	17.125	1.450	-2.99
16'	0.073					
17'	0.318	0.90	0.06075	17.125	1.519	8.21
18'	0.602					
19'	0.531					
20'	0.762	1.05	0.096469	17.200	1.152	9.21
21'	1.017					
22'	1.297	1.05	0.096469	17.200	1.215	16.46
23'	1.604					
24'	1.538					
25'	1.734	1.20	0.144	17.275	0.752	9.10
26'	1.940					

Für diese Belastungsgrößen wurde mit Hilfe des Kraftpolygons Fig. 2, (Taf. XXI) unter Annahme einer Poldistanz  $p = 100$  das Seilpolygon  $S_{IV}$  (Fig. 3, Taf. XXI) bestimmt, dessen Ordinaten  $\delta'$  die durch die Biegemomente verursachten verticalen Verschiebungen im  $\frac{E}{pH} = \frac{E}{57.04}$ -fachen Zeichnungsmaßstabe angeben. Da für den

Zeichnungsmaßstab das Verhältnis  $\frac{1}{50}$  gewählt wurde, so geben diese Ordinaten die Verschiebungen in  $\frac{E}{50 \cdot 57.04} = \frac{E}{2852}$ -facher Naturgröße. Hiezu kommen noch die durch die Achsialkräfte  $N$  verursachten Verschiebungen  $\delta''$ , welche sich aus folgender Formel ergeben:

$$\delta'' = \frac{1}{E} \left( \sum_{x=0}^x \frac{N \Delta x}{F} - \frac{x \sum_{x=0}^{x-1} N \Delta x}{l F} \right),$$

wobei die Abscisse  $x$  vom Kämpfer aus gezählt ist.

Durch die Multiplication dieser Formel mit  $\frac{E}{2852}$  erhält man die Verschiebungen  $\delta''$  im selben Maßstabe wie die Seilpolygons-Ordinaten  $\delta'$ , und zwar in Metern, wenn die in der obigen Formel enthaltenen Größen in Metern eingeführt werden. Um daher die zu den Ordinaten  $\delta'$  hinzuzufügenden Werthe von  $\delta''$

in Centimetern zu erhalten (gestrichelte Linie in Fig. 3, Taf. XXI), hat man den obigen Klammersausdruck durch 28.52 zu dividiren.

Die Tabelle auf S. 58 enthält die Zusammenstellung der diesbezüglichen Rechnungsgrößen.

Nach Fig. 3, Taf. XXI, ergeben sich bei den Lastangriffspunkten I bis VI die folgenden Ordinaten der Einflusslinien (in cm) für die Verticalbewegungen der Punkte ④ oder ⑦:

Punkt	$\delta'$	$\delta''$	$\delta = \delta' + \delta''$
I	-1.085	0.125	-0.960
II	2.910	0.125	3.035
III	6.050	0.119	6.169
IV	5.770	0.102	5.872
V	2.415	0.066	2.481
VI	0.135	0.016	0.151

Multiplirt man diese Zahlen mit den in I bis VI angreifenden Einzellasten  $P_I$  bis  $P_{VI}$  (in Tonnen) und mit  $\frac{28.52}{E}$  (wobei  $E$  in  $t/m^2$ ), so erhält man die Verticalverschiebung in Metern:

$$\eta = \frac{28.52}{E} \sum P \delta$$

und hieraus den Elasticitäts-Coëfficienten, oder richtiger Formänderungs-Coëfficienten:

$$E = \frac{28.52}{\eta} \sum P \delta \text{ in } t/m^2.$$

Wird aber  $\eta$  in cm eingesetzt, so ergibt sich:

$$E = \frac{285.2}{\eta} \sum P \delta \text{ in } kg/cm^2.$$

Sind  $P_I = P_{VI} = \frac{P}{2}$  und  $P_{II} = P_{III} = P_{IV} = P_V = P$ , so wird

$$E = \frac{285.2}{\eta} P \left( \frac{\delta_I + \delta_{VI}}{2} + \delta_{II} + \delta_{III} + \delta_{IV} + \delta_V \right) = \frac{285.2}{\eta} P 17.1525 = \frac{4892 P}{\eta}.$$

Hienach wird aus den verschiedenen bis zum Auftreten der ersten Risse beobachteten Durchbiegungen der Formänderungs-Coëfficient berechnet. Von den beiden letzten Formeln findet in der nachstehenden Tabelle die erste bei den Belastungsfällen Nr. 3 und 4, die zweite bei Nr. 5 und 6 Anwendung.

Obwohl bei den am 26. und 28. October vorgenommenen Messungen (Belastungsfälle Nr. 3 und 4) die Belastung dieselbe war, ergeben sich aus diesen Messungen für einige Punkte nicht unbedeutende Bewegungen, welche sich nicht alle durch Formänderungen in Folge der verschiedenen Temperaturen (15° und 50° R.) und durch Setzungen erklären lassen. So hätten sich beispielsweise die Punkte ⑤, ⑥,  $W_5$  und  $W_6$  den Beobachtungen

Belastungsfall		Nr. 2	Nr. 3	Nr. 4	Nr. 5	Nr. 6
Belastung in Tonnen auf 1 m Gewölbbreite	$P_I$	0	1.00	1.00	1.715	2.2555
	$P_{II} = P_{III} = P_{IV} = P_V$	0	2.00	2.00	3.34	4.511
	$P_{VI}$	0	1.715	1.715	1.715	2.2555
	$285.2 \sum P \delta$ bezw. $4892 P$	0	9815	9815	16780	22068
Verticale Schieberablesungen in cm	Punkt ④	12.46	12.91	12.93	13.10	13.43
	Punkt ⑦	12.46	12.91	12.92	13.10	13.41
	Punkt ④	12.07	12.50	12.54	12.71	13.04
	Punkt ⑦	12.06	12.51	12.53	12.73	13.06
Summe		49.05	50.83	50.92	51.64	52.94
Mittlere Verticalverschiebung $\eta$ in cm		$\frac{50.83-49.05}{4} = 0.445$	—	$\frac{51.64-50.92}{4} = 0.18$	$\frac{52.94-51.64}{4} = 0.325$	—
Formänderungs-Coëfficient $E$ in $kg/cm^2$		$\frac{9815-0}{0.445} = 22100$	—	$\frac{16780-9815}{0.18} = 38700$	$\frac{22068-16780}{0.325} = 163000$	—

Punkt	N	$\Delta y$	F	x	$\frac{N\Delta y}{F}$	$\sum_0^x \frac{N\Delta y}{F}$	$\frac{x}{l} \sum_0^1 \frac{N\Delta y}{F} = x \frac{1.431}{23.828}$	$E\delta'' = \sum_0^x \frac{N\Delta y}{F} - \frac{x}{l} \sum_0^1 \frac{N\Delta y}{F}$	$\frac{E\delta''}{28.52}$
26	1.028	0.259	1.20	0.278	0.222	0.222	0.017	0.205	0.007
25									
24	1.015	0.248			0.210				
23			1.05	1.0765	0.384	0.816	0.065	0.751	0.026
22		0.397							
21	0.993	0.369			0.349				
20		0.344			0.325				
19		0.320	0.90	2.019	0.294	1.490	0.121	1.369	0.048
18	0.965	0.407							
17									
16	0.923	0.368			0.436				
15		0.331	0.75	3.1845	0.377	2.220	0.191	2.029	0.071
14		0.297			0.340				
13	0.877	0.297			0.289				
13a		0.085			0.289				
	0.861	0.082	0.60	5.374	0.099	3.325	0.323	3.002	0.105
④					0.094				
	0.489	0.150							
11a		0.140			0.098				
11	0.503	0.192	0.75	5.9655	0.094	3.517	0.358	3.159	0.111
10		0.169			0.129				
9	0.523	0.169			0.118				
8		0.146			0.102				
7	0.538	0.123	0.60	8.129	0.088	3.960	0.488	3.472	0.122
6		0.102			0.073				
5		0.081			0.060				
4	0.552	0.081			0.060				
3		0.052	0.75	10.4125	0.048	4.229	0.626	3.603	0.126
2	0.561	0.037			0.035				
1		0.023			0.021				
0	0.570	0.007			0.007				
1'		— 0.007	0.60	11.4135	— 0.007	4.285	0.686	3.599	0.126
2'	0.576	— 0.023			— 0.022				
3'		— 0.037			— 0.036				
4'		— 0.052			— 0.050				
5'	0.579	— 0.081	0.75	13.4155	— 0.050	4.227	0.806	3.421	0.120
6'		— 0.081			— 0.062				
7'	0.580	— 0.102			— 0.079				
8'		— 0.123			— 0.095				
9'	0.578	— 0.146	0.60	15.699	— 0.113	3.941	0.943	2.998	0.105
10'		— 0.169			— 0.130				
11'	0.574	— 0.192			— 0.147				
12'		— 0.216			— 0.165				
13'		— 0.241	0.75	18.0646	— 0.182	3.686	1.085	2.301	0.081
14'	0.566	— 0.241			— 0.182				
15'		— 0.297			— 0.187				
16'	0.553	— 0.331			— 0.203				
17'		— 0.368	0.90	19.338	— 0.226	3.017	1.162	1.855	0.065
18'		— 0.407			— 0.242				
19'	0.536	— 0.407			— 0.242				
20'		— 0.320			— 0.242				
21'	0.520	— 0.344	1.05	20.6435	— 0.164	2.588	1.240	1.348	0.047
22'		— 0.369			— 0.170				
23'		— 0.397			— 0.183				
24'	0.500	— 0.397			— 0.189				
25'		— 0.248	1.20	21.809	— 0.104	2.182	1.310	0.872	0.031
26'	0.486	— 0.259			— 0.105				
				22.7515		1.829	1.367	0.462	0.016
				23.550					
						1.536	1.415	0.121	0.004

zufolge gehoben und ergäben sich für die Punkte ①, ⑩ und  $W_1$  Verschiebungen gegen die Gewölbmitte hin, was offenbar nicht richtig sein kann. Es ist daher anzunehmen, daß Bewegungen der bei den Messungen angewendeten eisernen Anschlagwinkel stattgefunden haben, verursacht durch Formänderungen der zu ihrer Befestigung dienenden Hölzer, wozu außer den Temperaturschwankungen in noch höherem Maße Aenderungen des Feuchtigkeitsgehaltes dieser Hölzer beigetragen haben mögen. In der Beobachtungszeit vom 21. bis 26. October, an welchen Tagen die Beobachtungen Nr. 2 und 3 vorgenommen wurden, scheinen derartige Einflüsse nicht oder in geringem Grade gewirkt zu haben, und dasselbe kann auch von dem am 29. October durchgeführten Beobachtungen Nr. 4, 5 und 6 angenommen werden, weshalb hier nur die vom 21. bis 26. und am 28. October geschehenen Bewegungen zur Bestimmung des Formänderungs-Coëfficienten benutzt werden können, während die Differenzen zwischen den Messungen am 26. und 28. October größtentheils verschiedenartigen anderen, mit dem elastischen Verhalten des Gewölbes nicht im Zusammenhang stehenden Ursachen zuzuschreiben sind und daher unberücksichtigt bleiben müssen.

Aus Fig. 3, Taf. XXI, können auch bei den Punkten I bis IV' die Ordinaten der Einflusslinien für die Verticalbewegungen der Punkte ② und ③ entnommen werden. Dieselben sind in cm:

Punkt	$\delta'$	$\delta''$	$\delta = \delta' + \delta''$
I	-1.085	0.125	-0.960
II'	-3.700	0.116	-3.584
III'	-4.200	0.098	-4.102
IV'	-3.040	0.073	-2.967
V'	-1.235	0.043	-1.192
VI'	-0.070	0.010	-0.060

Hienach ergibt sich der Formänderungs-Coëfficient in  $kg/cm^2$  auf gleiche Weise wie oben:

$$E = \frac{285.2}{\eta} \sum P \delta$$

und wenn  $P_I = P_{IV} = \frac{P}{2}$  sowie  $P_{II} = P_{III} = P_{IV} = P_V = P$ :

$$E = \frac{285.2}{\eta} P \left( \frac{\delta_I + \delta_{VI}}{2} + \delta_{II} + \delta_{III} + \delta_{IV} + \delta_V \right) =$$

$$= -\frac{285.2}{\eta} P 12.355 = -\frac{3524 P}{\eta}.$$

Die nachstehende Tabelle enthält die diesbezüglichen Zahlenwerthe:

Horizontalverschiebungen der Punkte ② oder ③ und ④ oder ①.

Die Stützlinie für eine im Punkte ④ angreifende Horizontalkraft  $W=1$  wird durch folgende Formeln bestimmt.

$$H = \frac{\sum_{-a}^a M_w v + c W \sum_{x_1}^a \frac{\Delta x}{F r}}{\sum_{-a}^a y v + c \sum_{-a}^a \frac{\Delta x}{F r}}$$

$$\left. \begin{aligned} X' \left( \frac{W}{2H} - 1 \right) l + X'' \frac{W}{H} + \frac{\sum_{-a}^a M_w v'}{\sum_{-a}^a x v'} l - W l &= 0 \\ X' \frac{W}{4H} l + X'' \left( \frac{W}{2H} - 1 \right) + \frac{\sum_{-a}^a M_w v''}{\sum_{-a}^a v''} - \\ - \frac{1}{2} W l + C &= 0 \end{aligned} \right\} \quad 6a)$$

wobei die kleine Größe

$$C = \frac{1}{\sum_{-a}^a v''} \left( H \sum_{-a}^a \frac{\Delta x}{F r} - W \sum_{x_1}^a \frac{\Delta x}{F r} \right)$$

vernachlässigt werden kann.

Aus den Seilpolygonen Fig. 5, 16 und 17 auf Taf. XX, deren Seiten senkrecht stehen zu den Strahlen der Kräftepolygone Fig. 2 a, 3 a und 4 a, ergeben sich nach dem Zeichnungsmaßstabe in Metern gemessen die auf die Krafrichtung von  $W$  bezogenen Größen:

$$\sum_{-a}^a M_w v = 2.292, \quad \sum_{-a}^a M_w v' = 1.648 \quad \text{und} \quad \sum_{-a}^a M_w v'' = 3.00.$$

Mit Berücksichtigung der in der Tabelle auf Seite 54 enthaltenen Zahlen ergibt sich für  $x_1 = 6.338 m$  das zweite Glied im Zähler von  $H$ :

$$c W \sum_{x_1}^a \frac{\Delta x}{F r} = 16.128 \frac{6.742 - 6.338}{17.05 \cdot 0.75} + 2.73 + 1.68 +$$

$$+ 0.43 = 5.35.$$

Dieser Werth ist durch die Poldistanz  $p = 100$  zu dividieren, um die Größe zu bestimmen, welche zu dem oben in Metern angegebenen Werth von  $\sum_{-a}^a M_w v$  hinzuzufügen ist.

Die Einsetzung dieser und der auf Seite 53 und 54 berechneten diesbezüglichen Zahlenwerthe der Gleichungen 6 a ergibt Folgendes:

$$H = \frac{2.292 + 0.054}{7.67} = 0.3059$$

Belastungsfall		Nr. 2	Nr. 3	Nr. 4	Nr. 5	Nr. 6
Belastung in Tonnen für 1 m Gewölbbreite	$F_I$	0	1.00	1.00	1.715	2.2555
	$P_{II} = P_{III} = P_{IV} = P_V$	0	2.00	2.00	3.43	4.511
	$P_{VI}$	0	1.715	1.715	1.715	2.2555
	$285.2 \sum P \delta$ bzw. $3524 P$	0	-7060	-7060	-12087	-15897
Verticale Schieberablesungen in cm	Punkt ②	12.14	11.92	11.91	11.77	11.49
	Punkt ③	12.15	11.92	11.91	11.78	11.50
	Punkt ④	12.09	11.87	11.87	11.74	11.45
	Punkt ⑤	12.10	11.88	11.86	11.72	11.44
Summe		48.48	47.59	47.55	47.01	45.88
Mittlere Verticalverschiebung $\eta$ in cm		$\frac{47.59 - 48.84}{4} = -0.2225$	—	$\frac{47.01 - 47.55}{4} = -0.135$	$\frac{45.88 - 47.01}{4} = -0.2825$	—
Formänderungs-Coëfficient $E$ in $kg/cm^2$		$\frac{7060 - 0}{0.2225} = 31700$	—	$\frac{12087 - 7060}{0.135} = 37200$	$\frac{15897 - 12087}{0.2825} = 13500$	—

$$X' \left( \frac{1}{2 \cdot 0.3059} - 1 \right) 23.828 + X'' \frac{1}{0.3059} + \frac{1.648}{19.36} 23.828 - 3.619 = 0$$

$$X' \frac{23.828}{4 \cdot 0.3059} + X'' \left( \frac{1}{2 \cdot 0.3059} - 1 \right) + \frac{3.00}{2} - \frac{1}{2} 3.619 = 0.$$

Durch Auflösung dieser Gleichungen findet man:

$$X' = H \frac{m_2 - m_1}{l} = 0.000083$$

$$X'' = H z_0 = 0.4860.$$

Es ergibt sich ferner:

$$z_0 = t - \frac{m_1 + m_2}{2} = 1.5888 \text{ m}$$

$$m_1 = 2.027 \text{ m}$$

$$m_2 = 2.033 \text{ m}$$

$$V = 0.05413.$$

Nachdem hienach in Fig. 1, Taf. XXI, die Stützlinie  $r_1 s_1 s'_1 t_1$  gezeichnet worden war, wurden aus den Abständen derselben von der Bogenachse die in der nebenstehenden Tabelle zusammengestellten Zahlenwerthe berechnet. In der mit  $m$  bezeichneten Spalte sind bei den Punkten ④ bis 26' die Abstände der Stützlinie und Bogenachse in Metern angegeben, während bei den Punkten ④ bis 26 diese Abstände mit dem Verhältnis  $\frac{W-H}{H} = \frac{0.6941}{0.3059} = 2.2690$  multiplicirt wurden.

Die in der letzten Spalte dieser Tabelle enthaltenen Größen, welche als Verticallasten in den Bogenpunkten angreifend gedacht werden, sind in dem Kräfteplan Fig. 4, Taf. XXI, aufgetragen. Mit der Poldistanz  $p = 100$  wurde das Seilpolygon  $S'IV$  Fig. 5, Taf. XXI construiert, dessen Ordinaten  $\delta'$  die durch die Biegunismomente verursachten Horizontalverschiebungen in

$$\frac{E}{50 p H} = \frac{E}{50 \cdot 100 \cdot 0.3053} = \frac{E}{1529.5} \text{ facher}$$

Naturgröße ergeben.

Hiezu kommen wieder die durch die Achsialkräfte  $N$  bewirkten Verschiebungen:

$$\delta'' = \frac{1}{E} \left( \sum_0^x \frac{N \Delta y}{F} - \frac{x}{l} \sum_{x=0}^x \frac{N \Delta y}{F} \right)$$

Hienach wurde die Tabelle auf S. 61 berechnet, deren letzte Spalte die zu den Ordinaten  $\delta'$  hinzukommenden Werthe von  $\delta''$  in  $cm$  enthält, welche sich durch Division des obigen Klammerausdruckes durch 15.295 ergeben. Die Verschiebungen  $\delta''$  sind in Fig. 5, Taf. XXI durch die von der Abscissenachse nur sehr wenig abweichende gestrichelte Linie dargestellt.

Bei den Lastangriffspunkten sind die Ordinaten der Einfluslinien (in  $cm$ ) für die Horizontalverschiebungen der Punkte ④ und ①:

Punkt	$\delta'$	$\delta''$	$\delta = \delta' + \delta''$
I	-2.250	-0.005	-2.255
II	1.815	-0.030	1.785
III	5.290	-0.061	5.229
IV	5.660	-0.086	5.574
V	2.675	-0.052	2.623
VI	0.155	-0.012	0.143

Ist  $\epsilon$  die Horizontalverschiebung in  $cm$ , so ergibt sich hienach der Formänderungs-Coëfficient in  $kg/cm^2$ :

$$E = \frac{152.95}{\epsilon} \Sigma P \delta,$$

wobei  $P$  in Tonnen einzusetzen ist.

Punkt	$m$	$F$	$J$	$r$	$\Delta u$	$\left( \frac{m_n - 1 + 4 m_n + m_n + 1}{6 J} + \frac{1}{r F} \right) \Delta u$
26	-4.599					
25	-4.061	1.20	0.144	17.275	0.752	-21.19
24	-3.549					
23	-3.085					
22	-2.869	1.05	0.096469	17.200	1.215	-36.20
21	-2.115					
20	-1.419	1.05	0.096469	17.200	1.152	-16.99
19	-0.776					
18	-0.926					
17	-0.118	0.90	0.06075	17.125	1.519	-3.22
16	0.601					
15	1.238	0.90	0.06075	17.125	1.450	29.33
14	1.797					
13	1.636					
13a	1.793	0.75	0.035156	17.050	0.487	22.31
④	1.944					
11a	1.725	0.75	0.035156	17.050	0.831	40.88
11	1.517					
10	1.220	0.75	0.035156	17.050	1.237	43.16
9	0.947					
8	0.696	0.75	0.035156	17.050	1.213	24.24
7	0.468					
6	0.261	0.75	0.035156	17.050	1.197	9.11
5	0.076					
4	0.149					
3	0.008	0.60	0.018	16.975	1.005	0.69
2	-0.117					
1	-0.228	0.60	0.018	16.975	1.002	-12.45
0	-0.324					
1'	-0.405	0.60	0.018	16.975	1.002	-22.31
2'	-0.471					
3'	-0.523	0.60	0.018	16.975	1.005	-28.96
4'	-0.560					
5'	-0.636					
6'	-0.660	0.75	0.035156	17.050	1.197	-22.25
7'	-0.662					
8'	-0.643	0.75	0.035156	17.050	1.213	-21.96
9'	-0.602					
10'	-0.538	0.75	0.035156	17.050	1.237	-18.70
11'	-0.451					
12'	-0.339	0.75	0.035156	17.050	1.268	-11.98
13'	-0.202					
14'	-0.277					
15'	-0.095	0.90	0.06075	17.125	1.450	-2.04
16'	0.121					
17'	0.373	0.90	0.06075	17.125	1.519	9.59
18'	0.665					
19'	0.595					
20'	0.831	1.05	0.096469	17.200	1.152	10.04
21'	1.092					
22'	1.377	1.05	0.096469	17.200	1.215	17.47
23'	1.690					
24'	1.625					
25'	1.824	1.20	0.144	17.275	0.752	9.57
26'	2.033					

Wenn  $P_I = P_{VI} = \frac{P}{2}$  und  $P_{II} = P_{III} = P_{IV} = P_V = P$ , so wird

$$E = \frac{152.95}{\epsilon} P \left( \frac{\delta_I + \delta_{VI}}{2} + \delta_{II} + \delta_{III} + \delta_{IV} + \delta_V \right) = \frac{152.95}{\epsilon} P \cdot 14.155 = \frac{2165 P}{\epsilon}.$$

Die Tabelle auf S. 62 enthält die diesbezüglichen Beobachtungs- und Rechnungs-Ergebnisse.

Punkt	N	$\Delta y$	F	x	$\frac{N\Delta y}{F}$	$\sum_0^x \frac{N\Delta y}{F}$	$\frac{x}{l} \sum_0^x \frac{N\Delta y}{F} = x \frac{3.211}{23.828}$	$E\delta'' = \frac{\sum_0^x \frac{N\Delta y}{F'}}{o} - \frac{x}{l} \sum_0^x \frac{N\Delta y}{F'}$	$\frac{E\delta''}{15.295}$
26	— 0.539	0.259	1.20	0.278	— 0.116	— 0.116	— 0.037	— 0.079	— 0.005
25					— 0.115				
24		0.248							
23	— 0.557	0.397	1.05	1.0765	— 0.211	— 0.442	— 0.145	— 0.297	— 0.019
22					— 0.206				
21	— 0.585	0.369			— 0.192				
20		0.344	0.90	2.019	— 0.186	— 0.840	— 0.272	— 0.568	— 0.037
19		0.320							
18	— 0.610	0.407			— 0.276				
17		0.368	0.75	3.1845	— 0.260	— 1.302	— 0.429	— 0.873	— 0.057
16	— 0.637	0.331			— 0.234				
15		0.297			— 0.217				
14	— 0.657	0.085	0.60	4.490	— 0.074	— 2.087	— 0.724	— 1.363	— 0.089
13		0.082			— 0.073				
13a	— 0.664	0.150			0.053				
④	0.265	0.140	0.75	5.9655	0.051	— 2.107	— 0.804	— 1.303	— 0.085
11a		0.192			0.070				
11	0.273	0.169			0.064				
10		0.146	0.60	6.9465	0.055	— 1.986	— 0.936	— 1.050	— 0.069
9	0.283	0.123			0.048				
8		0.102			0.040				
7	0.293	0.081	0.75	8.129	0.032	— 1.779	— 1.255	— 0.524	— 0.034
6		0.052			0.026				
5	0.300	0.037			0.019				
4		0.023	0.60	10.4125	0.012	— 1.721	— 1.403	— 0.318	— 0.021
3	0.304	0.007			0.004				
2		— 0.007			— 0.004				
1	0.306	— 0.023	0.75	11.4135	— 0.012	— 1.690	— 1.538	— 0.152	— 0.010
0		— 0.037			— 0.019				
1'	0.309	— 0.052			— 0.027				
2'		— 0.081	0.60	12.4145	— 0.034	— 1.721	— 1.808	0.087	0.006
3'	0.311	— 0.102			— 0.042				
4'		— 0.123			— 0.051				
5'	0.311	— 0.146	0.75	14.5165	— 0.060	— 1.875	— 2.116	0.241	0.016
6'		— 0.169			— 0.070				
7'	0.310	— 0.192			— 0.078				
8'		— 0.216	0.60	15.699	— 0.088	— 2.005	— 2.275	0.270	0.018
9'	0.306	— 0.241			— 0.097				
10'		— 0.263			— 0.100				
11'	0.303	— 0.297	0.90	16.8815	— 0.108	— 2.171	— 2.434	0.263	0.017
12'		— 0.331			— 0.120				
13'	0.294	— 0.368			— 0.129				
14'		— 0.407	0.75	20.6435	— 0.087	— 2.596	— 2.782	0.186	0.012
15'	0.286	— 0.320			— 0.090				
16'		— 0.344			— 0.097				
17'	0.276	— 0.369	1.05	21.809	— 0.101	— 2.812	— 2.939	0.127	0.008
18'		— 0.397							
19'	0.266	— 0.248			— 0.055				
20'		— 0.259	1.20	22.7515	— 0.056	— 3.155	— 3.174	0.019	0.001
21'									
22'									
23'			1.20	23.550					
24'									
25'									
26'	0.259								

Belastungsfall		Nr. 2	Nr. 3	Nr. 4	Nr. 5	Nr. 6
Belastung in Tonnen für 1 m Gewölbbreite	$P_I$	0	1 00	1 00	1 715	2 2555
	$P_{II} = P_{III} = P_{IV} = P_V$	0	2 00	2 00	3 43	4 511
	$P_{VI}$	0	1 715	1 715	1 715	2 2555
152.95 $\Sigma P \delta$ bzw. 2165 $P$		0	4346	4346	7426	9766
Horizontale Schieberablesungen in cm	Punkt ④	-4 00 -4 00	-3 74 -3 73	-3 71 -3 70	-3 60 -3 59	-3 41 -3 41
	Punkt ⑦	5 72 5 70	5 97 5 97	6 07 6 08	6 20 6 20	6 41 6 37
	Summe	3 42	4 47	4 74	5 21	5 96
Mittlere Horizontalverschiebung $\epsilon$ in cm		$\frac{4.47-3.42}{4} = 0.2625$	—	$\frac{5.41-4.74}{4} = 0.1175$	$\frac{5.96-5.21}{4} = 0.1875$	
Formänderungs-Coëfficient $E$ in $kg/cm^2$		$\frac{4346-0}{0.2625} = 16600$	—	$\frac{7426-4346}{0.1175} = 26200$	$\frac{9766-7426}{0.1875} = 12500$	

Die Ordinaten der Einflusslinien für die Horizontalverschiebungen der Punkte ② und ③ sind nach Fig. 5, Taf. XXI. in cm:

Punkt	$\delta'$	$\delta''$	$\delta = \delta' + \delta''$
I	2.250	0.005	2.255
II'	4.655	-0.009	4.646
III'	4.850	-0.017	4.833
IV'	3.350	-0.017	3.333
V'	1.355	-0.011	1.344
VI'	0.075	-0.002	0.073

Hienach ergibt sich der Formänderungs-Coëfficient

$$E = \frac{152.95}{\epsilon} \Sigma P \delta$$

und wenn  $P_I = P_{VI} = \frac{P}{2}$  sowie  $P_{II} = P_{III} = P_{IV} = P_V = P$ :

$$E = \frac{152.95}{\epsilon} P \left( \frac{\delta_I + \delta_{VI}}{2} + \delta_{II} + \delta_{III} + \delta_{IV} + \delta_V \right) = \frac{2343 P}{\epsilon}$$

In der folgenden Tabelle sind die diesbezüglichen Zahlenwerthe zusammengestellt.

Setzt man dieselbe außer den übrigen bereits bekannten Werthen in die Formeln 7 ein, so erhält man:

$$H = \frac{1}{2} W = 0.5$$

$$X' = 0 = H \frac{m_2 - m_1}{l}$$

$$X'' = \frac{1}{2} W t - \frac{\sum_{-a}^a M_w v'}{2 \sum_{-a}^a x v'} l = \frac{1}{2} 3.619 -$$

$$- \frac{1.355}{19.36} 11.914 = 0.976 = H z_0$$

$$z_0 = \frac{0.976}{0.5} = 1.952 m$$

$$m_1 = m_2 = t - z_0 = 1.667 m$$

$$V = 0.11745.$$

Durch diese Größen ist die in Fig. 1, Taf. XXI, gezeichnete Stützlinie  $r_2 s_2 t_2$  bestimmt, aus deren Abständen  $m$  von der

Belastungsfall		Nr. 2	Nr. 3	Nr. 4	Nr. 5	Nr. 6
Belastung in Tonnen für 1 m Gewölbbreite	$P_I$	0	1 00	1 00	1 715	2 2555
	$P_{II} = P_{III} = P_{IV} = P_V$	0	2 00	2 00	3 43	4 511
	$P_{VI}$	0	1 715	1 715	1 715	2 2555
152.95 $\Sigma P \delta$ bzw. 2343 $P$		0	4694	4694	8036	10569
Horizontale Schieberablesungen in cm	Punkt ②	-4 53 -4 52	-4 36 -4 36	-4 39 -4 36	-4 31 -4 28	-4 11 -4 10
	Punkt ③	5 05 5 05	5 25 5 24	5 22 5 21	5 28 5 31	5 47 5 50
	Summe	1 05	1 77	1 68	2 00	2 76
Mittlere Horizontalverschiebung $\epsilon$ in cm		$\frac{1.77-1.05}{4} = 0.18$	—	$\frac{2.00-1.68}{4} = 0.08$	$\frac{2.76-2.00}{4} = 0.19$	
Formänderungs-Coëfficient $E$ in $kg/cm^2$		$\frac{4694-0}{0.18} = 26100$	—	$\frac{8036-4694}{0.08} = 41800$	$\frac{10569-8036}{0.19} = 13300$	

#### Horizontalverschiebungen der Scheitelpunkte ③ und ⑧.

Da aus den kleinen Verticalbewegungen des Bogenscheitels keine verlässlichen Werthe des Formänderungs-Coëfficienten berechnet werden können, so werden zu diesem Zwecke nur die Horizontalverschiebungen des Scheitels benutzt. Für eine im Scheitel angreifende Horizontalkraft  $W = 1$  ergibt sich nach Fig. 16, Taf. XX, die auf die Kraftrichtung bezogene und nach dem Zeichnungsmaßstabe in Metern gemessene Größe:

$$\sum_{-a}^a M_w v' = 1.355.$$

Bogenachse sich die in der folgenden Tabelle enthaltenen Zahlenwerthe ergeben. In der letzten Spalte sind die in den Bogenpunkten angreifend gedachten Belastungsgrößen angegeben, für welche mit Hilfe des Kräfteplanes Fig. 6, Taf. XXI unter Annahme einer Poldistanz  $p = 100$  das Seilpolygon  $S'_{III}$  Fig. 7, Taf. XXI construiert wurde.

Die Ordinaten  $\delta'$  des Seilpolygons  $S'_{III}$  geben die durch die Biegemomente bewirkten Horizontalverschiebungen in

$$\frac{E}{50 p H} = \frac{E}{50 \cdot 100 \cdot 0.5} = \frac{E}{2500} \text{ facher Naturgröße.}$$



Punkt	m	F	J	r	$\Delta u$	$\left( \frac{m_{n-1} + 4m_n + m_{n+1}}{6J} + \frac{1}{rF} \right) \Delta u$
26	— 1·667	1·20	0·144	17·275	0·752	— 7·67
25	— 1·474					
24	— 1·291					
23	— 1·359	1·05	0·096469	17·200	1·215	— 13·51
22	— 1·073					
21	— 0·815					
20	— 0·582	1·05	0·096469	17·200	1·152	— 6·93
19	— 0·373					
18	— 0·445					
17	— 0·192	0·90	0·06075	17·125	1·519	— 4·86
16	0·023					
15	0·201					
14	0·345	0·90	0·06075	17·125	1·450	4·76
13	0·269					
12	0·372					
11	0·449	0·75	0·035156	17·050	1·268	13·36
10	0·502					
9	0·532					
8	0·539	0·75	0·035156	17·050	1·213	18·56
7	0·523					
6	0·487					
5	0·428	0·75	0·035156	17·050	1·197	16·55
4	0·352					
3	0·286					
2	0·205	0·60	0·018	16·975	1·005	15·93
1	0·110					
③	0·000					

Die durch die Achsialkräfte verursachten Verschiebungen

$$\delta'' = \frac{1}{E} \left( \sum_{x=0}^x \frac{N \Delta y}{F} - \frac{x}{l} \sum_{x=0}^{x=1} \frac{N \Delta y}{F} \right)$$

sind in der Tabelle auf S. 64 berechnet, deren letzte Spalte die zu den Ordinaten  $\delta'$  hinzukommenden Größen in cm enthält (gestrichelte Linie in Fig. 7, Taf. XXI).

Die Ordinaten der Einflusslinie für die Horizontalverschiebungen des Scheitels sind nach Fig. 7, Taf. XXI in cm:

Punkt	$\delta'$	$\delta''$	$\delta = \delta' + \delta''$
I	0·000	0·000	0·000
II	2·245	— 0·014	2·231
III	3·065	— 0·021	3·044
IV	2·400	— 0·020	2·380
V	1·030	— 0·013	1·017
VI	0·060	— 0·002	0·058

Aus der in cm gemessenen Horizontalverschiebung  $\varepsilon$  ergibt sich nun der Formänderungs-Coëfficient in  $kg/cm^2$ :

$$E = \frac{250}{\varepsilon} \Sigma P \delta,$$

wobei  $P$  in Tonnen einzusetzen ist.

$$\text{Wenn } P_I = P_{VI} = \frac{1}{2} P \text{ und } P_{II} = P_{III} = P_{IV} = P_V = P,$$

so ergibt sich ferner:

$$E = \frac{250}{\varepsilon} P \left( \frac{\delta_I + \delta_{VI}}{2} + \delta_{II} + \delta_{III} + \delta_{IV} + \delta_V \right) = \frac{250}{\varepsilon} P 8·701 = 2175 P.$$

Hienach sind die in der untenstehenden Tabelle angegebenen Formänderungs-Coëfficienten berechnet.

Um ein Bild von der Größe des Elasticitäts-Coëfficienten bei verschiedenen Belastungen zu geben, sind auf Taf. XXI in Fig. 8 die hier berechneten Formänderungs-Coëfficienten als Ordinaten mit den zugehörigen Belastungen als Abscissen aufgetragen. Die verhältnismäßig großen Verschiedenheiten der für ein und denselben Belastungsfall geltenden Werthe lassen sich theilweise erklären durch kleine Bewegungen der in der Berechnung als unbeweglich vorausgesetzten Widerlager, ferner durch die Fehler in den Messungen der sehr kleinen Verschiebungen und durch die örtlichen Ungleichmäßigkeiten des Gewölbmauerwerkes. Diese Ungleichmäßigkeiten zeigen sich auch in den Unterschieden der Bewegungen, welche bei den an den beiden Gewölbstirnen einander gegenüberliegenden Messpunkten beobachtet wurden. So war z. B. die Horizontalverschiebung des Punktes ② zwischen den Belastungsfällen 2 und 3 im Mittel 0·165 cm, während die gleichzeitige Verschiebung des gegenüberliegenden Punktes ③ 0·195 cm betrug und demnach um 18% größer war.

Trotz der großen Verschiedenheiten stimmen die in Fig. 8 Taf. XXI gezeichneten Linien in der Beziehung miteinander überein, daß ihre Ordinaten bis zum Belastungsfall 5 allmählich zunehmen und sodann beim Belastungsfall 6 plötzlich bedeutend kleiner werden. Da diese Abnahme des Formänderungs-Coëfficienten hauptsächlich eine Folge der schon vor dem Belastungsfall 6 eingetretenen Brucherscheinungen ist, so kann angenommen werden, daß der Elasticitäts-Coëfficient mit wachsender Belastung etwas zunimmt, so lange nicht die Nähe der Bruchgrenze erreicht wird. Wenn aber der Elasticitäts-Coëfficient veränderlich ist, so gilt die hier zur Bestimmung der Größe desselben benutzte, auf dem Proportionalitätsgesetze beruhende Theorie nicht mehr genau, und es ist daher ganz erklärlich, wenn sich hienach aus den beobachteten Verschiebungen für ein und denselben Belastungsfall von einander abweichende Werthe des Formänderungs-Coëfficienten ergeben. Da die Formänderungen die Folge sind von den in allen Gewölbtheilen wirksamen Spannungen, welchen verschiedene Formänderungs-Coëfficienten entsprechen, so können die hier berechneten Coëfficienten nur als annähernde Mittelwerthe betrachtet werden. Es ist aber immerhin anzunehmen, daß die Veränderlichkeit des

Belastungsfall		Nr. 2	Nr. 3	Nr. 4	Nr. 5	Nr. 6
Belastung in Tonnen für 1 m Gewölbbreite	$P_I$	0	1·00	1·00	1·715	2 2555
	$P_{II} = P_{III} = P_{IV} = P_V$	0	2·00	2·00	3·43	4·511
	$P_{VI}$	0	1·715	1·715	1·715	2·2555
	$250 \Sigma P \delta$ bzw. $2175 P$	0	4361	4361	7460	9811
Horizontale Schieberablesungen in cm	Punkt ③	— 5·41	— 5·21	— 5·23	— 5·14	— 4·96
	Punkt ⑧	— 5·41	— 5·21	— 5·20	— 5·12	— 4·95
	Summe	— 1·13	— 0·33	— 0·49	— 0·16	0·55
	Mittlere Horizontalverschiebung $\varepsilon$ in cm	$\frac{1·13 - 0·33}{4} = 0·20$	—	$\frac{0·49 - 0·16}{4} = 0·0825$	$\frac{0·16 + 0·55}{4} = 0·1775$	—
Formänderungs-Coëfficient $E$ in $kg/cm^2$		$\frac{4361 - 0}{0·20} = 21800$	—	$\frac{7460 - 4361}{0·0825} = 37600$	$\frac{9811 - 7460}{0·1775} = 13200$	—

Punkt	N	$\Delta y$	F	x	$\frac{N \Delta y}{F}$	$\sum_0^x \frac{N \Delta y}{F}$	$\frac{x}{l} \sum_0^1 \frac{N \Delta y}{F} =$ $= x \frac{2 \cdot 2 \cdot 563}{23 \cdot 828}$	$E \delta'' = \sum_0^x \frac{N \Delta y}{F} -$ $-\frac{x}{l} \sum_0^1 \frac{N \Delta y}{F}$	$\frac{E \delta''}{25}$
26	— 0.443	0.259	1.20	0.278	— 0.096	— 0.096	— 0.060	— 0.036	— 0.001
25		0.248			— 0.094				
24	— 0.453	0.397			— 0.171				
23		0.369	1.05	1.0765	— 0.165	— 0.361	— 0.232	— 0.129	— 0.005
22	— 0.469	0.344			— 0.154				
21		0.320			— 0.147				
20	— 0.482	0.407	0.90	2.019	— 0.218	— 0.680	— 0.434	— 0.246	— 0.010
19		0.368			— 0.203				
18	— 0.497	0.331			— 0.183				
17		0.297	0.75	3.1845	— 0.167	— 1.045	— 0.685	— 0.360	— 0.014
16	— 0.505	0.241			— 0.162				
15		0.216			— 0.147				
14	— 0.511	0.192	0.60	4.490	— 0.131	— 1.431	— 0.966	— 0.465	— 0.019
13		0.169			— 0.116				
12	— 0.513	0.146			— 0.100				
11		0.123	0.45	5.7635	— 0.084	— 1.760	— 1.240	— 0.520	— 0.021
10	— 0.513	0.102			— 0.070				
9		0.081			— 0.055				
8	— 0.511	0.052	0.30	6.9465	— 0.044	— 2.038	— 1.491	— 0.544	— 0.022
7		0.037			— 0.031				
6	— 0.513	0.023			— 0.019				
5		0.007	0.15	8.129	— 0.006	— 2.254	— 1.749	— 0.505	— 0.020
4	— 0.505								
3									
2	— 0.511		0.05	9.3115		— 2.408	— 2.003	— 0.405	— 0.016
1									
③	— 0.500								
			0.00	10.4125		— 2.507	— 2.240	— 0.267	— 0.011
			0.00	11.4135		— 2.557	— 2.455	— 0.102	— 0.004

Elasticitäts-Coëfficienten innerhalb der Grenzen, zwischen welchen die Beanspruchungen der Ziegelgewölbe in der Regel liegen, nicht sehr bedeutend ist, so daß solche Gewölbe mit hinreichender Genauigkeit nach der Elasticitätstheorie berechnet werden können. Diese Theorie kommt der Wahrheit jedenfalls immer noch bedeutend näher als alle anderen Gewölbtheorien, und es bleibt vorläufig überhaupt nichts Anderes übrig, als nach dieser Theorie zu rechnen, so lange keine genauere besteht, welche eine Berücksichtigung der Veränderlichkeit des Elasticitäts-Coëfficienten ermöglicht.

Da das Verhältnis zwischen der durchgehends gleichen Ziegelstärke und der Stärke der Mörtelfugen an der oberen und unteren Leibung nicht dasselbe ist, so stimmt das elastische Verhalten des Gewölbmauerwerkes nur dann mit dem eines homogenen Körpers überein, wenn die Elasticitäts-Coëfficienten der Ziegel und des Mörtels gleich gross sind. Wenn dies nicht der Fall ist, so sind die obigen Berechnungen auch deshalb nicht streng richtig, weil die ihnen zugrunde liegende Voraussetzung eines homogenen Gewölbmaterials nicht ganz zutrifft.

Es ist bemerkenswerth, daß sich aus den Verschiebungen der auf der belasteten Gewölbsite befindlichen Punkte fast durchgehends kleinere Werthe des Formänderungs-Coëfficienten ergeben, als aus den Verschiebungen der Punkte auf der unbelasteten Gewölbsite. Eine kleine Abweichung hievon zeigt nur der aus den Senkungen der Punkte ④ und ⑦ berechnete Coëfficient, welcher sich für den Belastungsfall 5 ein wenig größer ergibt, als der aus den Hebungen der Punkte ③ und ⑨ bestimmte Werth. Für den Belastungsfall 3 ergeben sich dagegen aus den Bewegungen der Punkte ④ und ⑦ bedeutend kleinere Coëfficienten wie aus den Bewegungen der Punkte ② und ⑧. Die aus den Verschiebungen der Scheitelpunkte ③ und ⑧ be-

rechneten Werthe liegen durchgehends ziemlich in der Mitte. Es hat sich somit der unbelastete Gewölbtheil verhältnismäßig weniger deformirt als der belastete Theil. Die Erklärung dieses Ergebnisses ist entweder in kleinen Bewegungen der Widerlager zu suchen oder auch darin, daß die hier angewendete Theorie überhaupt nicht genau gilt, sowie in dem Umstande, daß die Messungen immer sehr bald nach dem Aufbringen der Belastungen vorgenommen wurden. Wenn eine einseitige Belastung zu wirken beginnt, so ändert zunächst der belastete Gewölbtheil seine Form, während die Formänderungen des unbelasteten Theiles jedenfalls nicht langsamer geschehen. Es ist demnach die Möglichkeit nicht ausgeschlossen, daß im vorliegenden Falle bei der Vorgewirkt hatten und daß daher die diesen Belastungen entsprechenden Formänderungen des unbelasteten Gewölbtheiles noch nicht beendet waren.

Scheidet man mit Rücksicht auf den schon vorher eingetretenen Beginn des Bruches den Belastungsfall 6 ganz aus, so ergeben sich folgende Mittelwerthe des Formänderungs-Coëfficienten: 20000 bis 33000 kg/cm<sup>2</sup> aus den Verschiebungen des belasteten Gewölbtheiles,

27000 bis 42000 kg/cm<sup>2</sup> aus den Verschiebungen des unbelasteten Gewölbtheiles und

24000 bis 33000 kg/cm<sup>2</sup> aus allen Verschiebungen.

Hienach wäre das Mittel aller dieser Werthe ca. 30.000 kg/cm<sup>2</sup>; wenn aber den obigen Bemerkungen zufolge die aus den Formänderungen der belasteten Bogenhälfte berechneten Werthe der Wahrheit etwas näher kommen als die Werthe, welche sich aus den Formänderungen der unbelasteten Hälfte ergeben, so könnte ein Mittelwerth des Formänderungs-Coëfficienten von etwa 28000 kg/cm<sup>2</sup> angenommen werden.

**D. Das Stampf-Beton-Gewölbe.**

Referent: Professor Melan.

(Hiezu die Tafel XXII.)

Bei der Ausführung des Betongewölbes waren, obwohl sich das Comité damit nicht recht einverstanden erklärt hatte, an den Kämpfern Asphaltplatten eingelegt worden, um daselbst eine Beweglichkeit zu erreichen und das Auftreten von Zugspannungen hintanzuhalten. Die Asphaltplatten wirken in Folge ihrer Plasticität als Gelenke, aber nur in unvollkommenem Maße, so daß das Ausweichen der Stützzinie aus der Mitte des Kämpferquerschnittes wohl beschränkt aber nicht gänzlich hintangehalten ist. In das statische Verhalten des Gewölbes kommt hiedurch eine Unbestimmtheit, die sich in den Rechnungsannahmen kaum richtig berücksichtigen lässt. Man wird wohl behaupten können, daß sich das Gewölbe in einem Mittelzustande zwischen dem eingespannten und dem in vollkommenen Gelenken gelagerten Bogen befindet; es ist aber schwer möglich anzugeben, in welchem Grade sich sein Verhalten dem einen oder anderen Zustande nähert; hiezu können auch die gemessenen Verdrehungswinkel der Kämpfer nicht verhelfen, da bei der Kleinheit dieser Verdrehungen die Genauigkeit der Messungen nicht ausreicht.

Es wurde deshalb das Betongewölbe als Zweigelenkbogen berechnet, nebstdem aber auch die Untersuchung für den Bogen ohne Gelenk durchgeführt. Die Taf. XXII gibt die grapho-statische Behandlung für den Bogen mit Kämpfergelenken, und wird derselben die nachstehende Erläuterung beigelegt.

Für die Construction der Einflusslinie des Horizontalschubes  $H$  wurden in der Bogenmittellinie die Punkte 0 bis 8 angenommen, hiefür die auf die Kämpfersehne bezogenen Ordinaten  $y$  berechnet und aus denselben die Größen  $v$  nach der beim Bruchsteingewölbe angegebenen Formel ermittelt. Nachstehende Tabelle enthält die bezügliche Zusammenstellung:

Punkt	$\frac{du}{dx}$	$y$	$y \frac{du}{dx}$	$v$
0	1.0000	4.697	4.697	2.340
1	1.0039	4.631	4.649	4.632
2	1.0160	4.430	4.502	4.483
3	1.0370	4.091	4.242	4.220
4	1.0686	3.604	3.851	3.823
5	1.1140	2.956	3.294	3.255
6	1.1781	2.123	2.502	2.444
7	1.2704	1.074	1.365	1.246
8	1.3810	0.000	—	0.227

Für den Horizontalschub  $H$  gilt unter Zugrundelegung dieser Größen  $v$  die gleiche Formel, wie sie oben für den eingespannten Bogen entwickelt wurde.

Die in dieser Formel vorkommenden, die Fläche  $F$  enthaltenden Correctionsglieder sind nachstehend berechnet:

Punkt	$\Delta y$	$-\frac{\Delta y}{F}$	$-\frac{1}{2} \frac{\Delta y}{F}$	$C = -J \frac{c}{r p b} \frac{1}{2} \frac{\Delta y}{F}$	Anmerkung
0	— 0.066	0.0942	6.709	0.0033	$c = r - f$ $= 12.328$
1	— 0.201	0.2872	6.615	0.0033	$r = 17.025$ $F = 0.70$
2	— 0.339	0.4843	6.328	0.0031	$\frac{1}{F} = 1.4286$
3	— 0.487	0.6950	5.844	0.0029	$p = 33$ $b = 1.5$
4	— 0.648	0.9257	5.148	0.0025	$\frac{c}{r} = 0.77$
5	— 0.833	1.1901	4.223	0.0021	$J = 0.02858$
6	— 1.049	1.4985	3.033	0.0015	$\frac{c}{r p b} =$
7	— 1.074	1.5343	1.534	0.0007	$= 0.0146$
8	—	—	—	—	

Ferner ist:

$$\sum \frac{\Delta x}{F} = 33.54, \quad J \frac{c}{r p b} \sum \frac{\Delta x}{F} = 0.017.$$

Die gesuchte Einflusslinie für  $H$  ergibt sich wieder wie früher durch die Zeichnung des Polygons der Kräfte  $v$  und man erhält, wenn  $\zeta$  die Ordinaten dieses Seilpolygons bezeichnen (Fig. 2, Taf. XXII)

$$H = \frac{\zeta}{6.067} G.$$

Hierin wäre  $\zeta$  eigentlich um die aus der letzten Tabelle folgende Größe  $C$  zu vermindern, welche Correctur aber schon außerhalb der Genauigkeitsgrenze der Zeichnung gelegen ist und daher vernachlässigt werden kann. Der Nenner von  $H$  folgt mit Hilfe von Fig. 3 aus  $2 n_0 n_1 + 0.017 = 6.067 m$ .

**Stützzinien im Gewölbe.**

Auf Taf. XXII in Fig. 1 wurden nun mit Hilfe der vorstehend ermittelten Einflusslinie des Horizontalschubes die Stützzinien construiert u. zw.:

- für das unbelastete Gewölbe (.....);
- für Belastung einer Gewölbhälfte mit insgesamt 35.075 t, d. i. pro Ständer und pro 1 m Gewölbsbreite mit 3.5075 t (— — —);
- für Belastung einer Gewölbhälfte mit insgesamt 67.930 t, d. i. pro Ständer und pro 1 m Gewölbsbreite mit 6.793 t (— — —).

Die bezüglichen Daten sind nachstehend zusammengestellt.\*)

Belastungsfall a), unbelastetes Gewölbe.

Specifisches Gewicht des Betons 2.5.

Punkt	$d \sec \varphi$	$\zeta$	$\zeta \sec \varphi$	Bogengewichte $G \text{ ton}$
0	0.7000	5.647	5.647	1.313
1	0.7021	5.567	5.588	2.633
2	0.7104	5.267	5.350	2.664
3	0.7248	4.747	4.922	2.718
4	0.7472	4.038	4.314	2.802
5	0.7789	3.178	3.539	2.921
6	0.8232	2.139	2.519	3.087
7	0.8879	1.000	1.270	3.329
8	0.9667	—	—	0.475

Bezeichnet  $F_H$  die aus den Ordinaten  $\zeta \sec \varphi$  nach der Simpson'schen Formel berechnete Fläche der Horizontal-Schublinie, so wird der durch die Eigenlast des Bogens hervorgerufene Horizontalschub

$$H_g = \frac{F_H \cdot d \cdot \gamma}{6.067} = \frac{90.949 \times 0.70 \times 2.5}{6.067}$$

$$H_g = 26.234 t.$$

Die Stützzinie für das Eigengewicht verläuft durchaus im mittleren Drittel des Bogenquerschnittes, so daß hienach im unbelasteten Gewölbe bloß Druckspannungen auftreten.

\*) Die Belastung ist hier in den beiden betrachteten Fällen wieder um 0.775 t zu gross angesetzt. Sie betrug thatsächlich nur 34.30 t, beziehungsweise 67.155 t, für das Rechnungsergebnis ist aber diese geringfügige Differenz ohne Belang. Siehe Anmerkung (Seite 48, Bruchsteingewölbe.)

## Belastungsfall b) und c).

Die den Ständern des Belastungsgerüsts entsprechenden Ordinaten der Einflusslinie für  $H$  wurden abgemessen und daraus unter der Annahme, daß auf jeden Zwischenständer die gleiche Last, auf die Endständer I und VI aber die halbe Last entfällt, die Bestimmungsgrößen der Stützlinie berechnet.

Ständer	$\zeta$	
$\left(\frac{1}{2}\right)$ I	2·825	$\Sigma \zeta = 18·845$
II	5·420	
III	4·750	
IV	3·610	
V	2·140	
$\left(\frac{1}{2}\right)$ VI	0·100	

$$H_p = \frac{18·845}{6·067} G = 3·106 G,$$

für den Belastungsfall b) ist  $G = 3·507 t$ ,

$$H_p = 3·106 \times 3·507 = 10·892 t,$$

$$H = H_g + H_p = 26·234 + 10·892 = 37·126 t,$$

Belastungsfall c) . . .  $G = 6·793$ ,

$$H_p = 3·106 \times 6·793 = 21·098 t,$$

$$H = H_g + H_p = 26·234 + 21·098 = 47·332 t.$$

## Beanspruchungen im Gewölbe.

Für die obigen Belastungen wurden in jenen Gewölbsquerschnitten, in welchen die Stützlinie der inneren oder der äußeren Bogenleibung am nächsten tritt, die Spannungen ermittelt. Es sind dies die beiden Bogenquerschnitte  $a$  und  $b$  (Fig. 1), welche ungefähr mit dem 8. bzw. mit dem 6. Meterpunkte, von den Kämpfern aus gemessen auf jeder Gewölbseite übereinstimmen. Die Achsialkräfte wurden aus den zugehörigen Kräfteplänen entnommen, u. zw.:

Belastung		Querschnitt $a$	Querschnitt $b$
35·075 t	$N$	38·000 t	40·500 t
	$\sigma_0 = \frac{N}{d}$	5·43 kg/cm <sup>2</sup>	5·78 kg/cm <sup>2</sup>
67·930 t	$N$	48·200 t	50·170 t
	$\sigma_0 = \frac{N}{d}$	6·88 kg/cm <sup>2</sup>	7·17 kg/cm <sup>2</sup>

Hiemit haben sich die in Fig. 4 bis 7 graphisch dargestellten Spannungsvertheilungen ergeben, und betragen die größten Spannungen in kg/cm<sup>2</sup> in den betrachteten Querschnitten:

Belastung	Querschnitt $a$		Querschnitt $b$	
	Druck	Zug	Druck	Zug
35·075 t	25·25	14·50	20·40	9·15
67·930 t	41·50	26·10	36·00	24·10

Zum Vergleiche seien hier die Spannungszahlen beigeetzt, welche sich unter Annahme eingespannter Kämpfer für die gefährlichen Querschnitte  $a$  und  $b'$  berechnen, die nahe mit dem 8. Meterpunkte auf jeder Gewölbshälfte zusammenfallen und sonach ungefähr auch den obigen Querschnitten  $a$  und  $b$  entsprechen.

Belastung	Querschnitt $a$		Querschnitt $b'$	
	Druck	Zug	Druck	Zug
35·075 t	12·8	1·6	17·0	5·5
67·930 t	25·4	11·15	24·2	9·6

Bei der Belastung mit 67·93 t wurden die ersten Risse im Gewölbe, u. zw. auf der belasteten Seite zwischen dem 7. und 8. Meterpunkte wahrgenommen. Nach obiger Berechnung betrug hier die Zugspannung 26·1, bzw. 11·15 kg/cm<sup>2</sup>, je nachdem vollkommene Gelenke oder feste Einspannung an den Kämpfern vorausgesetzt wird. Lässt man auf Grund der oben gemachten Bemerkungen einen Mittelzustand gelten, so ergibt sich die wahrscheinliche Zugfestigkeit des zur äußeren Schichte des Gewölbes verwendeten Betons mit etwa **rund 20 kg/cm<sup>2</sup>**.

Aus dem Vergleiche der Spannungszahlen für den eingespannten und den Zweigelenkbogen ist aber zu erkennen, daß der erstere tragfähiger gewesen wäre, sobald man bei diesem das Auftreten von Kämpferrissen (bei 67·93 t Belastung berechnet sich nämlich im unbelasteten Kämpfer eine Zugspannung von 23 kg/cm<sup>2</sup>) durch entsprechende Verstärkung der Kämpferquerschnitte hintangehalten hätte. Mit der Einlegung der Asphaltplatten, d. i. mit der gelenkförmigen Ausbildung der Kämpfer ist nur dann ein Gewinn für die Tragfähigkeit des Gewölbes zu erzielen, wenn dasselbe nicht mit durchaus gleicher Stärke ausgeführt wird, sondern dem größten Ausweichen der Stützlinie entsprechend, eine Verstärkung in den beiden Gewölbschenkeln erhält.

## Berechnung des Elasticitäts-Coefficienten aus den gemessenen Formänderungen.

## 1. Aus den verticalen Senkungen.

Mit Rücksicht auf die unbestimmte Wirkungsweise der Kämpfer ist es von vorneherein klar, daß sich aus den Versuchsergebnissen bei diesem Gewölbe die Größe des Elasticitäts-Coefficienten nicht mit Sicherheit berechnen lässt. Es wurde aber dessenungeachtet die Rechnung durchgeführt, u. zw. unter der zweifachen Annahme gelenkförmiger und fest eingespannter Kämpfer. Für die erstere Annahme wird der Rechnungsvorgang nachstehend ausführlicher mitgeteilt und enthalten die Figuren 8—10 Taf. XXII die zugehörigen graphischen Constructionen im halben Massstabe der Originalzeichnung.

Es wurde wieder die Biegunslinie für den im Viertel der Spannweite gelegenen Messpunkt ④ construiert, und zu diesem Behufe die Stützlinie für eine in ④ wirkende Einzellast  $G$  verzeichnet, was mit Hilfe der für diesen Punkt geltenden Größe  $H = 0·629$  geschehen ist. Die für die Construction der Biegunslinie als Seilpolygon maßgebenden Kräfte wurden nach der Simpson'schen Formel berechnet und sind der letzten Rubrik der nachfolgenden Tabelle zu entnehmen.

Punkt	$m$	$\frac{1}{J} \frac{du}{dx}$	$\frac{m}{J} \frac{du}{dx}$	$\left(-\frac{m}{J} \frac{du}{dx}\right)$	$\left(\frac{m}{J} \frac{du}{dx} + c\right)$
8	—	48·314	—	—	—
7	+ 0·430	44·444	+ 19·110	+ 2·635	+ 2·719
6	+ 1·210	41·214	+ 49·869	+ 19·951	+ 20·035
5	+ 2·210	38·973	+ 86·130	+ 50·786	+ 50·870
4	+ 2·800	37·383	+ 104·672	+ 83·177	+ 83·261
3	+ 1·760	36·278	+ 63·868	+ 94·781	+ 94·865
2	+ 0·880	35·544	+ 31·278	+ 65·237	+ 65·321
1	+ 0·160	35·121	+ 5·619	+ 32·433	+ 32·517
0	— 0·500	34·985	— 17·492	+ 6·043	+ 6·127
1'	— 0·940	35·121	— 33·014	— 16·227	— 16·143
2'	— 1·300	35·544	— 46·207	— 32·626	— 32·542
3'	— 1·380	36·278	— 50·062	— 44·651	— 44·567
4'	— 1·520	37·383	— 56·822	— 50·546	— 50·462
5'	— 1·420	38·973	— 55·841	— 55·450	— 55·366
6'	— 1·140	41·214	— 46·984	— 54·195	— 54·111
7'	— 0·610	44·444	— 27·110	— 45·064	— 44·980
8'	—	48·314	—	— 24·343	— 24·259
				— 3·738	— 3·654

Mit der Poldistanz  $p = 297$  geben die Ordinaten  $\delta$  des Seilpolygons  $S_4$  die Verschiebungen in dem

$$\frac{E}{H \cdot b \cdot p} = \frac{E}{0.629 \times 1.5 \times 297} = \frac{E}{280.22} \text{ fachen}$$

Maßstab der Zeichnung. Da für die Zeichnung der Längenmaßstab 1 m der Natur = 2 cm der Zeichnung gewählt wurde, so gilt für die Biegelinie der Maßstab 1 cm der

Natur =  $\frac{2E}{28022}$  cm der Zeichnung. Zu diesen durch die Biegemomente, d. i. durch die Verdrehung der Bogenquerschnitte

hervorgehenden Verticalverschiebungen kommt noch der Einfluss der Achsialkraft  $N$ , welche eine Zusammendrückung des Bogens in seiner Längsachse und damit auch eine weitere Senkung der Bogenpunkte bewirkt. Diese Senkung berechnet sich aus

$$\delta' = \frac{1}{E} \left[ \sum_0^x N \frac{\Delta y}{F} - \frac{x^2}{l} \sum_0^1 N \frac{\Delta y}{F} \right]$$

Die bezüglichen Daten sind tabellarisch zusammengestellt:

Punkt	$\frac{\Delta y}{F}$	$N$	$N \frac{\Delta y}{F}$	$\sum_0^x N \frac{\Delta y}{F}$	$E \delta' = \sum_0^x N \frac{\Delta y}{F} - \frac{x^2}{l} \sum_0^1 N \frac{\Delta y}{F}$	$\delta'$ im Maßstabe d. Zeichnung cm
8	—	0.985	—	—	—	—
7	1.534	0.970	1.487	1.487	1.432	0.011
6	1.498	0.940	1.408	2.895	2.772	0.019
5	1.190	0.910	1.083	3.978	3.785	0.027
4	0.926	0.520	0.481	4.459	4.198	0.029
3	0.696	0.560	0.389	4.848	4.518	0.032
2	0.484	0.580	0.280	5.128	4.730	0.033
1	0.287	0.610	0.175	5.303	4.836	0.034
0	0.094	0.629	0.058	5.361	4.828	0.034
1'	—0.094	0.650	—0.061	5.300	4.696	0.033
2'	—0.287	0.660	—0.189	5.111	4.440	0.033
3'	—0.484	0.670	—0.324	4.787	4.046	0.029
4'	—0.696	0.670	—0.466	4.321	3.512	0.024
5'	—0.926	0.660	—0.611	3.710	2.832	0.020
6'	—1.190	0.650	—0.774	2.936	1.990	0.014
7'	—1.498	0.630	—0.943	1.993	0.878	0.006
8'	—1.534	0.600	—0.920	1.073	—	—

Demnach ist der Elasticitäts-Coëfficient  $E$  gleich

$$E = \Sigma_v \frac{28022}{2} \frac{G}{\eta}$$

wobei  $\Sigma_v$  die Summe der Ordinaten der Biegelinie unter den Ständern in cm gemessen,  $G$  die Belastung des Gewölbes pro Ständer und  $\eta$  die verticale Verschiebung des Messpunktes ④ in Folge dieser Belastung  $G$ , welche bei der successiven Belastung des Gewölbes erhoben wurde, bedeutet. Da auch hier wieder nur die totalen Formänderungen, einschliesslich der bleibenden, gemessen wurden, so sind die daraus berechneten Werthe nicht in dem strengen Sinne als Elasticitäts-Coëfficient, sondern richtiger als Formänderungs-Coëfficient aufzufassen. Wir erhalten:

Ständer	Ordinate der Biegelinie $\delta$ cm	$\delta'$ cm	$\delta + \delta'$ cm
$\frac{1}{2}$ VI	0.300	+ 0.004	0.304
V	3.260	+ 0.019	3.279
IV	4.680	+ 0.028	4.708
III	4.240	+ 0.032	4.272
II	2.220	+ 0.034	2.254
$\frac{1}{2}$ I	— 0.150	+ 0.017	— 0.133
Summe $\Sigma_v = 14.684$ cm			

$$E = 14.684 \times \frac{28022}{2} \frac{G}{\eta} = 205735 \frac{G}{\eta}$$

Belastung $\Delta G$ ton	Erhobene verticale Verschiebungen $\eta$ cm	$E$ kg/cm <sup>2</sup>
2.0 *)	0.215 — 0.025 = 0.190	219766
1.4300	0.370 — 0.305 = 0.065	452617
1.1023	0.460 — 0.370 = 0.090	252025
1.0809	0.645 — 0.555 = 0.090	247087
1.1023	0.955 — 0.645 = 0.310	73036

Mit Hilfe derselben Biegelinie kann man auch den Formänderungs-Coëfficienten aus den verticalen Hebungen des symmetrisch gelegenen Punktes ② ermitteln; man hat nur die Ordinaten unter den auf der zweiten Bogenhälfte befindlich gedachten Ständern zu messen; hiernach erhält man für diesen Punkt ② folgende Daten:

Ständer	Ordinate der Biegelinie $\delta$ cm	$\delta'$ cm	$\delta + \delta'$ cm
$\frac{1}{2}$ VI	0.240	+ 0.002	— 0.238
V	2.650	+ 0.014	2.636
IV	3.700	+ 0.022	3.678
III	3.600	+ 0.029	3.571
II	2.360	+ 0.032	2.328
$\frac{1}{2}$ I	0.150	+ 0.017	0.133
Summe $\Sigma_v = -12.584$			

$$E = -12.584 \frac{28022}{2} \frac{G}{\eta} = -176584 \frac{G}{\eta}$$

Belastung $\Delta G$	Erhobene verticale Hebungen $\eta$	$E$ kg/cm <sup>2</sup>
2.0 *)	— 0.250 — 0.010 = — 0.360	99276
1.4300	— 0.215 + 0.160 = — 0.055	458416
1.1023	— 0.265 + 0.215 = — 0.050	388702
1.0809	— 0.370 + 0.275 = — 0.095	200608
1.1023	— 0.650 + 0.370 = — 0.280	69411

## 2. Aus den horizontalen Verschiebungen.

Es wurde zuerst für den im Viertel der Spannweite gelegenen Meßpunkt ④ die Stützlinie für eine in ④ horizontal wirkende Kraft  $W = 1 t$  verzeichnet. Der Horizontalschub bestimmt sich in analoger Weise wie beim eingespannten Bogen (Gleichung 7) und erhält man

$$H = 0.420 t.$$

Der linke Auflagerdruck  $V$  rechnet sich aus

$$V = W \frac{y}{l} = \frac{3.45}{23.482} = 0.145 t,$$

wodurch die Lage der Stützlinie als gegeben erscheint. Ist nun wieder  $m$  der Abstand zwischen Stützlinie und der Bogenachse, so wird die Biegelinie als Seilpolygon der in den Bogenpunkten wirkenden Verticalkräfte  $\frac{m}{J} \frac{du}{dx} + c$  erhalten, worin  $c = \frac{1}{r F} = 0.084$  gesetzt werden kann; die Belastungskräfte  $\frac{m}{J} \frac{du}{dx}$  sind nach der Simpson'schen Formel gerechnet.

\*) Für den ersten Belastungsfall (Belastungsgestüt allein) ist wieder wegen der Mehrbelastung des Ständers VI zu setzen: für Punkt ④  $E = \frac{208778}{2} \frac{t}{\eta}$ ; für Punkt ②  $E = \frac{178696}{2} \frac{t}{\eta}$

Punkt	m	$\frac{1}{J} \frac{du}{dx}$	$\frac{m}{J} \frac{du}{dx}$	$\left(\frac{m}{J} \frac{du}{dx}\right)$	$\left(\frac{m}{J} \frac{du}{dx} + c\right)$
8	—	48·314	—	+ 8·181	+ 8·265
7	+ 1·335	44·444	+ 59·332	+ 49·885	+ 49·969
6	+ 2·001	41·214	+ 82·469	+ 81·896	+ 81·980
5	+ 2·622	38·973	+ 102·167	+ 97·745	+ 97·829
4	+ 2·550	37·383	+ 95·331	+ 89·953	+ 90·037
3	+ 1·550	36·278	+ 56·230	+ 57·522	+ 57·606
2	+ 0·700	35·544	+ 24·881	+ 25·666	+ 25·750
1	— 0·050	35·121	— 1·755	— 0·521	— 0·437
0	— 0·600	34·985	— 20·991	— 20·608	— 20·524
1'	— 1·080	35·121	— 37·931	— 37·080	— 36·996
2'	— 1·400	35·544	— 49·762	— 49·050	— 48·966
3'	— 1·580	36·278	— 57·318	— 56·537	— 56·453
4'	— 1·610	37·383	— 60·187	— 59·421	— 59·337
5'	— 1·500	38·973	— 58·459	— 56·903	— 56·819
6'	— 1·150	41·214	— 47·395	— 45·784	— 45·700
7'	— 0·600	44·444	— 26·666	— 24·142	— 24·058
8'	—	48·314	—	— 3·677	— 3·593

Aus den in der letzten Rubrik angegebenen Belastungskräften wurde unter Zugrundelegung einer Poldistanz  $p = 297$  jenes Seilpolygon  $S_4'$  erhalten, dessen Ordinaten  $\delta$  die verticalen Verschiebungen der Bogenpunkte in Folge der aufs Gewölbe horizontal einwirkenden Kraft  $W$ , bzw. der Biegemomente angeben, u. zw. in dem Zeichnungsmaßstabe des Bogens, wenn  $p = \frac{E}{H \cdot b} = \frac{E}{0.420 \times 1.5}$  gemacht worden wäre; mit  $p = 297$  werden sonach diese Verschiebungen in dem  $n$ -fachen Maßstabe der Zeichnung erhalten, u. zw.  $n = \frac{E}{0.420 \times 1.5 \times 297} = \frac{E}{187.11}$ , und da für die Zeichnung der Längenmaßstab  $1 m$  d. N. =  $2 cm$  der Zeichnung gewählt wurde, so gilt für die Biegelinie der Maßstab  $1 cm$  d. N. =  $\frac{2E}{187.11}$  der Zeichnung. Der Einfluss der Achsialkraft auf die hor. Verschiebung berechnet sich analog

$$\delta' = \frac{1}{E} \left( \sum_0^x N \frac{\Delta y}{F} - \frac{x \sum_{x=0}^l N \frac{\Delta y}{F}}{l} \right).$$

Punkt	$\frac{\Delta y}{F}$	$N$	$N \frac{\Delta y}{F}$	$\sum_0^x N \frac{\Delta y}{F}$	$E \delta' = \sum_0^x P \frac{\Delta y}{F} - \frac{x \sum_{x=0}^l N \frac{\Delta y}{F}}{l}$	$\delta'$ im Maßstabe d. Zeichnung $cm$
8	—	— 0·520	—	—	—	—
7	1·534	— 0·545	— 0·835	— 0·835	— 0·512	— 0·005
6	1·498	— 0·570	— 0·853	— 1·688	— 0·973	— 0·010
5	1·190	— 0·582	— 0·692	— 2·380	— 1·272	— 0·013
4	0·926	— 0·340	— 0·315	— 2·695	— 1·196	— 0·012
3	0·696	— 0·370	— 0·257	— 2·952	— 1·060	— 0·011
2	0·484	— 0·390	— 0·188	— 3·140	— 0·856	— 0·009
1	0·287	— 0·405	— 0·116	— 3·256	— 0·579	— 0·006
0	0·094	— 0·420	— 0·039	— 3·295	— 0·226	— 0·002
1'	— 0·094	+ 0·430	— 0·040	— 3·335	+ 0·126	— 0·001
2'	— 0·287	+ 0·440	— 0·126	— 3·461	+ 0·392	+ 0·004
3'	— 0·484	+ 0·442	— 0·214	— 3·675	+ 0·571	+ 0·005
4'	— 0·696	+ 0·445	— 0·308	— 3·983	+ 0·655	+ 0·006
5'	— 0·926	+ 0·440	— 0·406	— 4·389	+ 0·641	+ 0·006
6'	— 1·190	+ 0·435	— 0·509	— 4·898	+ 0·524	+ 0·005
7'	— 1·498	+ 0·420	— 0·629	— 5·527	+ 0·288	+ 0·003
8'	— 1·534	+ 0·400	— 0·614	— 6·141	—	—

Hiernach ist der Elasticitäts-Coëfficient  $E$  aus den horizontalen Verschiebungen  $\epsilon$  des Punktes ④ gerechnet:

$$E = \Sigma_h \frac{18711}{2} \frac{G}{\epsilon}$$

wobei wieder  $\Sigma_h$  die Summe der Ordinaten der Biegelinie unter den Ständern in  $cm$  gemessen,  $G$  die Belastung des Gewölbes pro Ständer und  $\eta$  die horizontale Verschiebung des Punktes ④ in Folge der Belastung bedeutet.

Sonach erhält man folgende tabellarisch zusammengestellte Werthe:

Ständer	Ordinate der Biegelinie $\delta$ cm	$\delta'$ cm	$\delta + \delta'$ cm
$\frac{1}{2}$ VI	0·350	— 0·002	0·348
V	3·700	— 0·010	3·690
IV	4·760	— 0·013	4·747
III	3·860	— 0·011	3·849
II	1·470	— 0·008	1·462
$\frac{1}{2}$ I	— 0·600	— 0·001	— 0·601
Summe $\Sigma_h = 13·497$			

$$E = 13·497 \times \frac{18711}{2} \frac{G}{\epsilon} = 126270 \frac{G}{\epsilon}.$$

Belastung $\Delta G$	Erhobene horizontale Verschiebungen $\epsilon$ in cm	$E$ kg/cm <sup>2</sup>
2·0	0·205 + 0·005 = 0·210	122480
1·4300	0·300 — 0·265 = 0·035	515903
1·1023	0·345 — 0·300 = 0·045	309362
1·0809	0·440 — 0·390 = 0·050	262996
1·1023	0·630 — 0·440 = 0·190	73237

Desgleichen erhält man den Formänderungs-Coëfficienten aus den horizontalen Verschiebungen des symmetrisch gelegenen Punktes ②, indem man wieder die Summe der Ordinaten unter den auf der zweiten Bogenhälfte befindlich gedachten Ständern bildet; dementsprechend erhält man für diesen Punkt ② folgende Werthe:

Ständer	Ordinate der Biegelinie $\delta$ cm	$\delta'$ cm	$\delta + \delta'$ cm
$\frac{1}{2}$ VI	— 0·300	—	0·300
V	— 3·060	+ 0·005	3·055
IV	— 4·428	+ 0·006	4·422
III	— 4·620	+ 0·005	4·615
II	— 3·432	+ 0·004	3·428
$\frac{1}{2}$ I	— 0·600	+ 0·001	0·599
Summe $\Sigma_h = 16·419$			

$$E = 16·419 \times \frac{18711}{2} \frac{G}{\epsilon} = 153608 \frac{G}{\epsilon}.$$

Belastung $\Delta G$	Erhobene horizontale Verschiebungen $\epsilon$ cm	$E$ kg/cm <sup>2</sup>
2·0	0·160 — 0·020 = 0·140	222300
1·4300	0·200 — 0·210 = — 0·010	unbrauchbar
1·1023	0·210 — 0·200 = + 0·010	"
1·0809	0·205 — 0·200 = + 0·005	"
1·1023	0·300 — 0·205 = 0·095	178233

Schließlich ist noch die Berechnung des Formänderungs-Coëfficienten aus den horizontalen Verschiebungen des Scheitelpunktes durchgeführt worden; der Weg, den man in diesem Falle einschlägt, ist genau derselbe wie für den Messpunkt ④, nur mit dem Unterschiede, daß man wegen der vorhandenen Symmetrie der Beanspruchung die bezüglichen Rechnungsoperationen bloß auf eine Gewölbshälfte zu erstrecken hat. Die Lage der zu suchenden Stützlinie bestimmt sich aus

$$H = 0.500, \quad V = \frac{f}{l} = \frac{4.697}{23.482} = 0.200 t,$$

demnach folgt:

Punkt	m	$\frac{1}{J} \frac{du}{dx}$	$\frac{m}{J} \frac{du}{dx}$	$\left(\frac{m}{J} \frac{du}{dx}\right)$	$\left(\frac{m}{J} \frac{du}{dx} + c\right)$
8	—	48.314	—	+ 3.677	+ 3.761
7	+ 0.600	44.444	+ 26.666	+ 23.455	+ 23.539
6	+ 1.050	41.214	+ 43.274	+ 41.474	+ 41.558
5	+ 1.260	38.973	+ 49.106	+ 48.174	+ 48.258
4	+ 1.320	37.383	+ 49.345	+ 48.336	+ 48.420
3	+ 1.200	36.278	+ 43.534	+ 42.933	+ 43.017
2	+ 0.960	35.544	+ 34.121	+ 33.164	+ 33.248
1	+ 0.540	35.121	+ 18.965	+ 18.330	+ 18.414
0	—	34.985	—	—	0.084

für die Biegelinie gilt der Maßstab

$$1 \text{ cm d. N.} = \frac{2 E}{0.500 \times 1.5 \times 297} = \frac{2 E}{22275} \text{ cm}$$

der Zeichnung. Der Einfluss der Achsialkraft rechnet sich aus:

Punkt	$\frac{\Delta y}{F'}$	N	$N \frac{\Delta y}{F'}$	$\sum_0^x N \frac{\Delta y}{F'}$	$E \delta' = \frac{x}{l} \sum_0^x N \frac{\Delta y}{F'} - \frac{x}{l} \sum_{x=0}^1 N \frac{\Delta y}{F'}$	im Maßstabe d. Zeichnung cm
8	—	— 0.500	—	—	—	—
7	1.534	— 0.515	— 0.789	— 0.789	— 0.416	— 0.003
6	1.498	— 0.530	— 0.794	— 1.583	— 0.759	— 0.006
5	1.190	— 0.535	— 0.636	— 2.219	— 0.943	— 0.008
4	0.926	— 0.540	— 0.500	— 2.719	— 1.092	— 0.009
3	0.696	— 0.535	— 0.372	— 3.091	— 0.912	— 0.008
2	0.484	— 0.520	— 0.252	— 3.343	— 0.713	— 0.006
1	0.287	— 0.510	— 0.146	— 3.489	— 0.407	— 0.003
0	0.094	— 0.500	— 0.047	— 3.536	—	—

Somit rechnet sich der Elasticitäts-Coëfficient aus

$$E = \Sigma_h \frac{22275 G}{2 \epsilon}$$

worin wieder  $\Sigma_h$  die Summe der Ordinaten der Biegelinie unter den Ständern in cm gemessen, G die Belastung pro Ständer und  $\eta$  die horizontale Verschiebung des Scheitelpunktes ③ bedeutet.

Man erhält die nachstehende Tabelle:

Ständer	Ordinate der Biegelinie $\delta$ cm	$\delta'$ cm	$\delta + \delta'$ cm
$\frac{1}{2}$ VI	0.220	—	0.220
V	2.250	— 0.006	2.244
IV	3.270	— 0.009	3.261
III	2.960	— 0.008	2.952
II	1.460	— 0.005	1.455
$\frac{1}{2}$ I	—	—	—
Summe $\Sigma_h = 10.132$			

$$E = 10.132 \frac{22275 G}{2 \epsilon} = 112757 \frac{G}{\epsilon}$$

Belastung $\Delta G$	Erhobene horizontale Verschiebungen $\epsilon$ cm	E kg/cm
2.0*)	0.195 — 0.075 = 0.120	190990
1.4300	0.145 — 0.160 = — 0.015	unbrauchbar
1.1023	0.230 — 0.145 = 0.085	145457
1.0809	0.300 — 0.270 = 0.030	406263
1.1023	0.480 — 0.300 = 0.180	69007

Die im Vorstehenden berechneten Werthe des Formänderungs-Coëfficienten zeigen sehr große Verschiedenheiten, wie dies deutlich aus der graphischen Darstellung (Fig. 11 und 12) hervorgeht, in welcher die Belastungen als Abscissen, die für die einzelnen Messpunkte gerechneten Formänderungs-Coëfficienten als Ordinaten aufgetragen sind. Zunächst ist zu ersehen, daß die Verschiebungen des in der unbelasteten Gewölbshälfte gelegenen Punktes ② im Allgemeinen größere Ziffern für diesen Coëfficienten ergaben, als jene des direct unter dem Lastschwerpunkte gelegenen Punktes ④, daß aber insbesondere für die zweite Belastungsphase diese Unterschiede ganz außerordentlich groß werden. Ein ganz ähnliches Ergebnis lieferte die Behandlung des Gewölbes als ein an den Kämpfern eingespannter Bogen. Die für diesen Fall berechneten Werthe des Formänderungs-Coëfficienten sind in den Fig. 13 und 14 dargestellt. Sie ergeben sich beiläufig nur halb so groß als für den Zweigelenbogen, weisen aber selbst auch wieder dieselben charakteristischen Verschiedenheiten auf. Man wird wohl nicht fehl gehen, wenn man eine Erklärung dieser Ergebnisse zunächst in dem Einflusse der Zeit sucht, welche zwischen den aufeinander folgenden Messungen verfloss. Während für die erste Belastungsphase die Messungen nach der Ausschaltung am 24. Juni und nach Montirung des Belastungsgerüsts am 9. Juli, d. i. also innerhalb eines Zeitraumes von 15 Tagen gemacht wurden, wurden die weiteren Messungen innerhalb ganz kurzer Zeitintervalle am Tage der Belastungsprobe angestellt, so daß das Gewölbe während der Vornahme der Messung wahrscheinlich noch nicht seine vollständige Gleichgewichtslage angenommen hatte. Uebrigens zeigen die Messungen selbst (siehe Post 3 und 4, 6 und 7 der Messungstabelle) einen deutlichen Einfluss der Zeit auf die Zunahme der Formänderungen. Bemerkenswerth ist aber auch, daß der dem Lastschwerpunkt näher gelegene Punkt ④ stets größere Formänderungen, also kleinere Elasticitäts-Coëfficienten ergab, als die weiter entfernten Punkte ③ und ②.

Wollte man aus den Rechnungsergebnissen einen Mittelwerth des Elasticitäts-Coëfficienten ableiten, so könnte hiezu wohl nur der Belastungsfall 1 benützt werden. Für den Zweigelenbogen gibt hier Punkt ④ als Mittel aus der horizontalen und verticalen Verschiebung  $112.300 \text{ kg/cm}^2$ , Punkt ② desgleichen  $223.091 \text{ kg/cm}^2$ . Für den eingespannten Bogen ergeben sich viel näher beisammenliegende Werthe, deren Mittel  $60.380 \text{ kg/cm}^2$  beträgt. Berücksichtigt man, dass die bleibenden Formänderungen des auf Druck beanspruchten Betons innerhalb der betrachteten Spannungsgrenzen etwa 7—12 % der totalen Formänderungen betragen, und scheidet man diese aus, so erhöhen sich die Ziffern für den Elasticitäts-Coëfficienten um 7—12 %. Um dem thatsächlichen Verhalten des Gewölbes Rechnung zu tragen, müsste man den Elasticitäts-Coëfficienten mit einer zwischen den obigen Ziffern liegenden Zahl annehmen. Man ist aber dabei nur auf eine reine Schätzung angewiesen und kann etwa nur behaupten, daß der Elasticitäts-Coëfficient des verwendeten Betons für kleine und entsprechend lange, andauernde Belastungen in der Nähe von  $100.000 \text{ kg/cm}^2$  gelegen sein dürfte.

\*) Für den ersten Belastungsfall ist wegen der Mehrbelastung des Ständers VI

$$\text{zu setzen: } E = \frac{114594}{\epsilon} t$$



**E. Der eiserne Bogen mit Kämpfergelenken.**

Referent: Inspector Oscar Meltzer.

(Hiezu die Tafeln XXIII und XXIV.)

Dem Zwecke des durchgeführten Versuches mit dem eisernen Bogenträger folgend, ist es nunmehr Aufgabe, das Maß der Uebereinstimmung der durch Beobachtung gefundenen Resultate mit jenen auf theoretischem Wege ermittelten zu prüfen, indem der Werth und die Zuverlässigkeit der auf theoretischer Basis erlangten Resultate abhängig ist von der mehr oder weniger guten Uebereinstimmung der theoretischen Annahmen mit den thatsächlichen Verhältnissen.

Daß gerade in der Entwicklung der Theorie der statisch-unbestimmten Bogenträger so manche Voraussetzungen vorkommen, deren Zulässigkeit noch nicht oder noch nicht zur Genüge erprobt ist, wird jeder die Theorie innehabende Fachmann zugeben. Mit Rücksicht auf den bei der Erprobung eingehaltenen Vorgang erschien es indess nicht möglich, die theoretischen Untersuchungen mit der wünschenswerthen Gründlichkeit durchzuführen, da innerhalb der verschiedenen Belastungsphasen nur einmal eine Entlastung stattgefunden hat und daher nur bei „einer“ Belastung das Maß der bleibenden Formveränderung constatirt werden konnte. Es kann daher ein Schluss über den Verlauf der elastischen Formveränderungen nach Ueberschreitung der sogenannten Proportionalitätsgrenze aus den erhobenen Beobachtungsergebnissen nicht gezogen werden, was allerdings möglich gewesen wäre, wenn nur noch bei einer Belastungsstufe, bei welcher die Proportionalitätsgrenze bereits überschritten war, eine Entlastung stattgehabt hätte.

Um aber trotzdem ein Bild der wahrscheinlich eingetretenen elastischen, sowie bleibenden Formveränderungen zu geben, wurde der von Prof. J. E. Brik gelegentlich der Arbeiten des Brückenmaterial-Comités aufgestellte, wissenschaftlich interessante und praktisch wichtige Satz, welcher dahin lautet, daß „die Biegungs-Elasticität der Träger während aller Belastungsphasen bis nahezu zur Bruchgrenze unverändert erhalten bleibt und daß die elastischen Formveränderungen auch nach Ueberschreitung der Elasticitäts- bzw. Proportionalitätsgrenze der Belastung proportional sind“\*) — für den gegebenen Fall angewendet und die hiernach sich ergebenden Werthe in den Tabellen Nr. I und II verzeichnet. Mit Hilfe dieses Satzes, welcher allerdings an geraden Versuchs-Balkenträgern erhoben wurde und sagt, daß die elastische Biegung eines Trägers von der Belastung 0 bis nahezu zur Bruchgrenze geradlinig verläuft, kann die jeweils eingetretene bleibende Biegung, deren theoretische Berechnung vorläufig unbekannt ist, als Differenz der beobachteten totalen Biegung und der elastischen Biegung, die der theoretischen Ermittlung zugänglich ist, ermittelt werden.

Die elastischen Verschiebungen einzelner Bogenpunkte wurden unter Annahme einer einseitigen Belastung für die Knotenlasten von 1 t auf Tafel Nr. XXIII u. XXIV graphisch bestimmt, und zwar wurde mit Absicht die grapho-statische Methode gewählt, weil sich diese ungemein lichtvoll und übersichtlich darstellt und bei einiger Genauigkeit des Zeichnens, sowie bei der Annahme entsprechend großer Maßstäbe ganz vorzügliche Resultate liefert. Bemerkt wird, daß die Maßstäbe der einzelnen Figuren auf den Tafeln Nr. XXIII u. XXIV um bedeutendes kleiner sind als jene der Originalzeichnung, und daß dieser kleine Maßstab für die Tafel nur gewählt wurde, um an Raum zu ersparen. Der diesbezüglich eingeschlagene Weg ist aus dem Werke „Eiserne Bogen- und Hängebrücken“, bearbeitet von Prof. J. Melan und Dr. Th. Schäffer, entnommen worden.

Für die Bestimmung der elastischen Verschiebungen eines Punktes ( $x_1 y_1$ ) der Schwerpunktsachse des Bogens gelten folgende drei Gleichungen:

$$\left. \begin{aligned} E \cdot J_0 \varphi_0 &= Z_A \\ -E \cdot J_0 \cdot \Delta y &= M_{z_v} + C_1 \\ +E \cdot J_0 \cdot \Delta x &= M_{z_h} + C_2 \end{aligned} \right\} \dots 1) \dots 2) \dots 3)$$

wobei:

$\varphi_0$  die Verdrehung im Kämpfer,  
 $\Delta y$  „ verticale und  
 $\Delta x$  „ horizontale elastische Verschiebung des Bogenpunktes  $x_1 y_1$ , ferner  
 $Z_A$  den Stützendruck eines frei aufliegenden Trägers (Horizontal-Projection der Bogenachse), der mit den Kräften  $z$  belastet ist,  
 $M_{z_v}$  bzw.  $M_{z_h}$  das auf den Bogenpunkt  $x_1 y_1$  bezogene Moment der Kräfte  $Z_A$  und  $\sum_0^x z$ , wenn diese in den betreffenden Punkten der Bogenachse vertical, bzw. horizontal wirken,  
 $C_1$  und  $C_2$  Constante,  
 $E$  den Elasticitäts-Modul bedeuten.

Die als Kraftintensität aufgefasste Größe „ $z$ “ ist durch folgenden ganz allgemeinen Ausdruck gegeben:

$$z = \left[ M \cdot \frac{J_0}{J^1} + \left( \frac{P}{F} - E \cdot \varepsilon \cdot t^0 \right) \frac{J_0}{r \cdot \cos \varphi} \right] \dots 4)$$

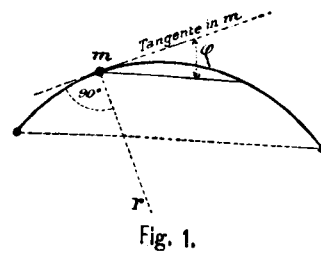


Fig. 1.

Hiebei ist (Fig. 1) unter:

$J^1$  das mit  $\cos \varphi = \frac{dx}{ds}$  multiplizierte Trägheitsmoment:  
 $J^1 = J \cos \varphi$ , und unter  
 $J_0$  ein mittleres  $J^1_m = J_m \cdot \cos \varphi$  verstanden.

Mit der Annäherung:  $\frac{P}{F} = \frac{H}{F_0}$ , wobei  $F_0$  eine mittlere Querschnittsfläche,  $H$  den Horizontalschub,  $P$  die Achsialkraft und  $F$  den Querschnitt im Punkte  $x_1 y_1$  bedeuten, ergeben sich für die beiden Constanten in den Formeln 2) und 3) folgende Werthe:

$$\left. \begin{aligned} C_1 &= J_0 \left( \frac{H}{F_0} - E \cdot \varepsilon \cdot t^0 \right) y_1 \\ C_2 &= -J_0 \left( \frac{H}{F_0} - E \cdot \varepsilon \cdot t^0 \right) x_1 \end{aligned} \right\} \dots 5)$$

und für das zweite Glied der Formel für  $z$  den Werth:

$$c = \left( 1 - \frac{E \cdot F_0 \cdot \varepsilon \cdot t^0}{H} \right) \frac{J_0}{F_0 \cdot r \cdot \cos \varphi} \dots 6)$$

Ist der Krümmungsradius der Bogenachse im Vergleiche zu den Querschnittsdimensionen sehr groß und wird der Einfluss der Temperatur-Änderung nicht berücksichtigt, so verschwindet das Glied  $c$  und es ist:

$$z = \left( M \cdot \frac{J_0}{J^1} \right) \dots 7)$$

Werden ferner die von der Verkürzung der Bogenachse herrührenden Constanten  $C_1$  und  $C_2$ , das sind jene Verschiebungen, welche durch die Achsialkräfte hervorgerufen werden, vernachlässigt, so ergibt sich zunächst für die Durchbiegung des Bogens die Gleichung:

$$-\Delta y = \frac{M_{z_v}}{E \cdot J_0} \dots 8)$$

welche der allgemeinen Gleichung der Biegelinie eines krummen Stabes:

\*) S. „Zeitschr. d. Oesterr. Ingenieur- u. Arch.-Vereines“ 1891, II. Heft.

$$-\frac{d^2 y}{dx^2} = \frac{M}{E \cdot J} \cdot \sec \varphi,$$

da  $J_0 = J_m \cos \varphi$  ist, entspricht.

Die beiden Gleichungen 7) und 8) lassen erkennen, daß die Durchbiegung  $\Delta y$  die Ordinate eines mit der Poldistanz  $E \cdot J_0$  construirten Seilpolygons, welchem die reducirte Momentenfläche  $M \cdot \frac{J_0}{J_1}$  als Belastungsfläche zu Grunde liegt, darstellt.

Wird  $M$  in die bekannte Form:

$$M = M^1 - H \cdot y \quad \dots \dots \dots 9)$$

gebracht, wobei  $M^1$  das Biegemoment für den einfachen Träger für  $P = 1$ , also für  $H = 0$  vorstellt, so wird aus Gleichung 4):

$$z = H \cdot \left[ \left( \frac{M^1}{H} - y \right) \frac{J}{J_1} + c \right] \quad \dots \dots \dots 10)$$

wobei für das Glied  $c$  die Formel 6 gilt:

$$c = \left( 1 - \frac{E \cdot F_0 \cdot \varepsilon \cdot t}{H} \right) \frac{J}{F_0 \cdot r \cdot \cos \varphi} \quad \dots \dots \dots 6)$$

Es handelt sich nun um die graphische Darstellung der beiden Momente  $M_{zv}$  und  $M_{zh}$ . Diese ergeben sich durch die Unterschiede der Ordinaten zweier Seilpolygone und zwar ist das eine Seilpolygon für die Belastungsgrößen:  $\frac{M^1}{H} \cdot \frac{J_0}{J_1} + c$  und das andere für die Belastungsgrößen:  $y \cdot \frac{J_0}{J_1}$  zu zeichnen.

Die ersteren Belastungsgrößen erhält man, wenn die mit  $\frac{J_0}{J_1}$  reducirten Ordinaten der mit der Poldistanz  $H$  verzeichneten, vom einfachen Träger herrührenden Momentenflächen (für die Last 1) um die nahezu constante Größe  $c$  vergrößert, die letzteren hingegen stellen die mit  $\frac{J_0}{J_1}$  reducirten Ordinaten der Bogenachse vor. Das Seilpolygon der Lastgrößen  $y \cdot \frac{J_0}{J_1}$  ist, wie nachfolgend

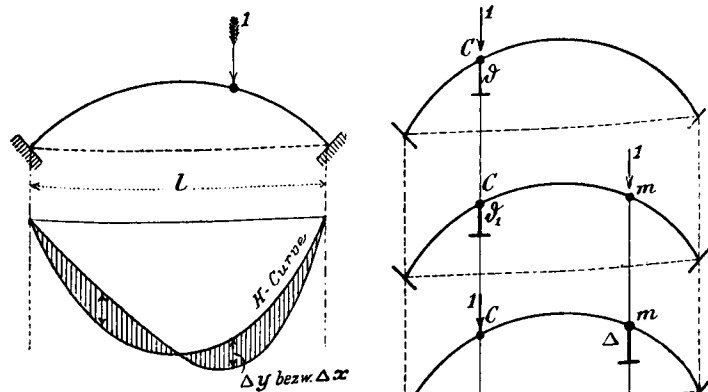


Fig. 2.

gezeigt werden soll, nichts Anderes als die Curve des Horizontal-schubes für eine Einzellast (Fig. 2).

Werden die auf die besprochene Weise erhaltenen Ordinaten-differenzen beider Seilpolygone auf einer Horizontalen aufgetragen, so erhält man die gesuchte Einflusslinie für die verticale, bezw. horizontale Verschiebung des Punktes  $C$  eines gewichtslosen Bogen-trägers; denn es bestimmen diese Ordinaten-differenzen

1. die verticale Verschiebung, (Fig. 3)

und zwar nicht nur jene, wenn im Bogenachsenpunkte  $C$  eine Last 1 und zwar nicht nur jene, wenn im Bogenachsenpunkte  $C$  eine Last 1 wirkt, sondern nach dem Maxwell'schen Satze von der Gegen-

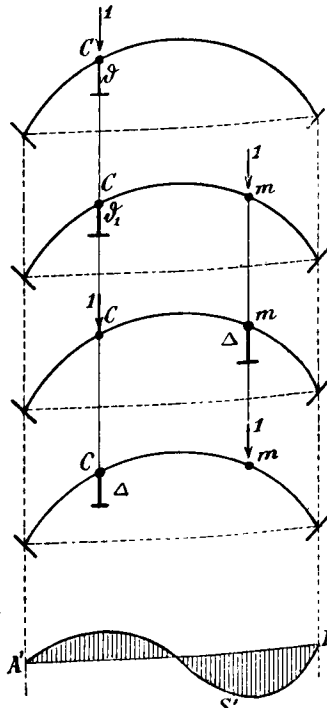


Fig. 3.

seitigkeit der Verschiebungen gibt auch die in einem beliebigen Punkte „m“ gemessene Ordinate die verticale Verschiebung, welche in  $C$  auftritt, wenn die Last 1 in  $m$  wirkt. Ebenso wird, wenn eine in  $C$  gedachte Last 1 den Punkt  $m$  um  $\Delta$  verschiebt, eine in  $m$  angreifende Last „1“ den Punkt  $C$  ebenfalls um  $\Delta$  verschieben. Hieraus folgt, daß die Biegelinie  $A^1 S^1 B^1$  die Einflusslinie für die verticalen Verschiebungen des Punktes  $C$  ist. Desgleichen bestimmen diese Ordinaten-differenzen unter Anwendung des genannten Satzes

## 2. die horizontale Verschiebung (Fig. 4)

des Punktes  $C$ , wenn in  $m$  eine Verticallast „1“ wirkt, welche an Größe gleich ist der Verticalverschiebung des Punktes  $m$ , wenn im Punkte  $C$  eine Horizontalkraft  $W = 1$  angreift. Wie nun letztere Verschiebung zu construiere ist, wird im Abschnitte II erläutert.

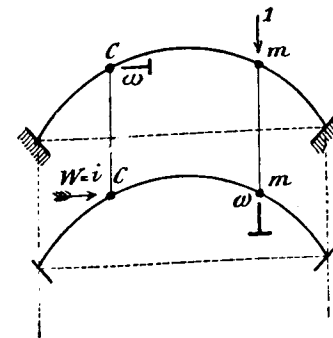


Fig. 4.

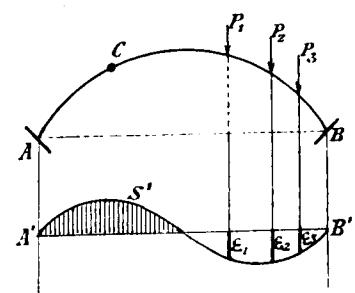


Fig. 5.

Aus dem Vorstehenden lässt sich daher die Verschiebung für jede beliebige Belastung ableiten, denn es ist (Fig. 5):

$$\Delta y \text{ bzw. } \Delta x = P_1 \cdot \varepsilon_1 + P_2 \cdot \varepsilon_2 + P_3 \cdot \varepsilon_3 + \dots \dots \dots 11)$$

Die Einflusslinie  $A^1 S^1 B^1$  für die Verschiebung des Punktes  $C$  der Bogenachse  $AB$  mit veränderlichem Querschnitt stimmt demnach mit der Momentencurve eines frei aufliegenden Balkens  $A^1 B^1$  überein, dessen Belastungsordinate  $z = \frac{M}{E \cdot J} \cdot \sec \varphi$  ist, wobei  $M$  das Biegemoment vorstellt, das für irgend einen Querschnitt durch eine in  $C$  wirkende Last „Eins“ erzeugt wird.

Hienach sind zunächst:

## I. Die verticalen Verschiebungen „ $\Delta y$ “

folgend zu bestimmen:

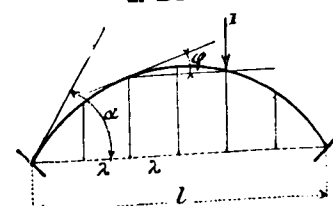


Fig. 6.

Der Horizontalschub für eine Vertical-Einzellast „1“ ist ohne Rücksicht auf Temperaturänderung und Sehnänderung allgemein (Fig. 6):

$$H = \frac{\int_0^s \frac{M^1 \cdot y}{(J)} \cdot ds}{\int_0^s \frac{y^2}{(J)} \cdot ds + \frac{s \cdot \cos \alpha}{F_0}} = \frac{\int_0^1 \frac{M^1 \cdot y}{J} \cdot dx}{\int_0^1 \frac{y^2}{J} \cdot dx + \frac{s}{F_0}} \quad \dots \dots \dots 12)$$

$M^1$  = Biegemoment für den einfachen Träger bei Last = 1  
 $J = (J) \cos \varphi = (J) \cdot \frac{dx}{ds}$ ,  $s$  = Bogenlänge

Die bestimmten Integrale können, wenn das Trägheitsmoment innerhalb der in Felder „ $\lambda$ “ zerlegten Bogenfläche constant ist, in Summengrößen verwandelt werden und ist dann:

$$\left. \begin{aligned} \int_0^1 \frac{M^1 \cdot y}{J} \cdot dx &= \frac{\lambda}{J} \cdot \sum_0^1 M^1_m \cdot v_m \\ \int_0^1 \frac{y^2 \cdot dx}{J} &= \frac{\lambda}{J} \cdot \sum_0^1 y_m \cdot v_m \end{aligned} \right\} \dots 13)$$

wobei:

$$\left. \begin{aligned} v_m &= \frac{\lambda_m}{6\lambda} \cdot \frac{J}{J_m} \cdot (2y_m + y_{m-1}) + \\ &+ \frac{\lambda_{m+1}}{6\lambda_0} \cdot \frac{J}{J_{m+1}} \cdot (2y_m + y_{m+1}) \end{aligned} \right\} \text{ist} \dots 14)$$

( $\lambda_m$  = bestimmte Feldweite,  $\lambda_0$  = mittlere Feldweite).

Es folgt dann:

$$H = \frac{\sum_0^1 M^1_m \cdot v_m}{\sum_0^1 y_m v_m + \frac{J_0 \cdot s}{F_0 \cdot \lambda_0}} = \frac{[M]}{\sum_0^1 y_m v_m + \frac{J_0 \cdot s}{F_0 \cdot \lambda_0}} \dots 15)$$

wobei:

$[M] = \sum_0^1 M^1_m \cdot v_m$  = Moment für die als vertical wirkend gedachten Kräfte  $v_m$  eines auf zwei Stützen ruhenden Trägers bedeutet.

Für eine constante Feldweite „ $\lambda_m$ “ wird:

$$v_m = \frac{J_0}{6J_m} \cdot (2y_m + y_{m-1}) + \frac{J_0}{6J_{m+1}} \cdot (2y_m + y_{m+1}) \dots 16)$$

Für diesen Ausdruck kann aber genügend genau gesetzt werden:

$$v_m = \frac{J}{J_m} \cdot y_m \dots 17)$$

(Ist auch das Trägheitsmoment constant, dann wird

$$v_m = \frac{1}{6} (y_{m-1} + 4y_m + y_{m+1}) = y_m)$$

Den beiden Summengrößen in Formel 15) lässt sich eine statische Bedeutung beilegen, welche ermöglicht, daß  $H$  auch auf graphischem Wege ermittelt werden kann.

Es ist nämlich für einen bestimmten Querschnitt mit der Abscisse  $a$  (Fig. 7 u. 8):

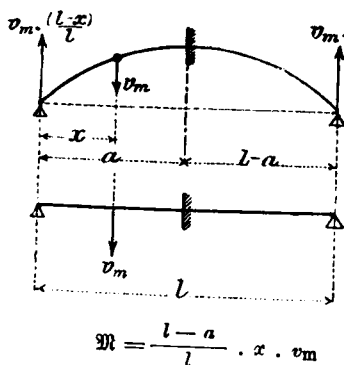


Fig. 7.

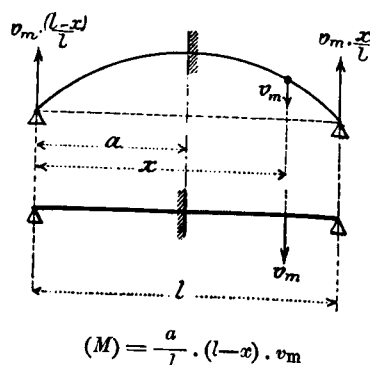


Fig. 8.

und somit das Biegemoment aller Belastungen  $v_m$  der ganzen Balkenlänge im Querschnitte  $a$  (Fig. 9):

$$\sum_0^1 M^1_m \cdot v_m = \underbrace{\left[ \frac{l-a}{l} \sum_0^1 x \cdot v_m + \frac{a}{l} \sum_0^1 (l-x) \cdot v_m \right]}_m$$

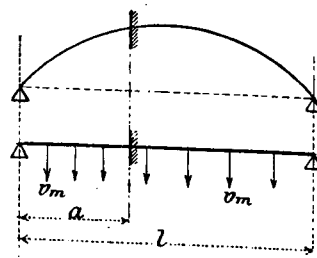


Fig. 9.

Die Größe  $m$  in der Klammer ist das auf den Querschnitt  $a$  bezogene Angriffsmoment eines gewichtslosen frei aufliegenden geraden Balkens von der Länge  $l$ , der mit den als Kräfte aufgefassten Größen  $v_m$  belastet ist.

Hienach ist mit Bezug auf die Fig. 10 der Ausdruck:

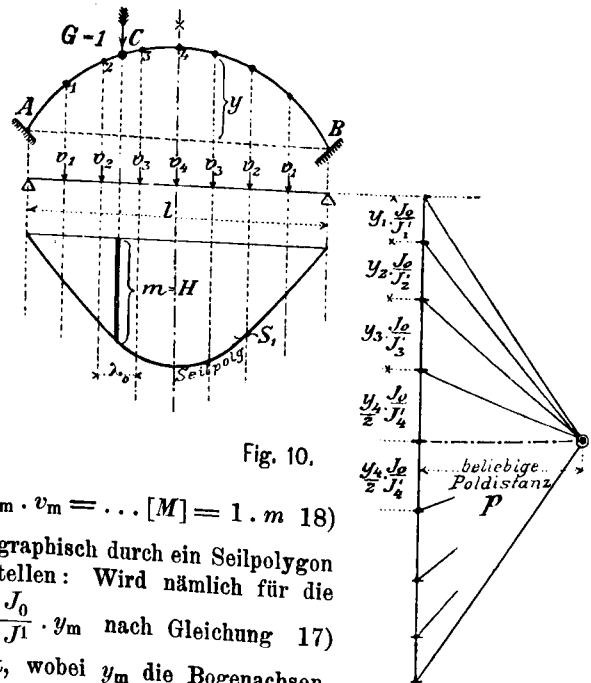


Fig. 10.

$$\sum_0^1 M^1_m \cdot v_m = \dots [M] = 1 \cdot m \dots 18)$$

leicht graphisch durch ein Seilpolygon darzustellen: Wird nämlich für die  $v_m = \frac{J_0}{J^1} \cdot y_m$  nach Gleichung 17)

gesetzt, wobei  $y_m$  die Bogenachsen-Ordinaten bedeuten, und für diese  $v_1 \dots v_2 \dots v_3 \dots$  mit einer beliebigen Poldistanz  $p$  das Seilpolygon  $S_1$  gezeichnet, so stellt die Momentenordinate  $m \times p$  den Ausdruck in Gleichung 18) dar.

## Bemerkung:

Bei nebenstehender Construction ist zu beachten, daß sowohl die Poldistanz  $p$ , als auch die Lasten  $v_m$ , bzw.  $y_m \cdot \frac{J_0}{J^1}$  Strecken vorstellen, welche in beliebigen vom Längenmaßstab der Skizze unabhängigen Maßstabe aufgetragen werden dürfen.

Ebenso lässt sich die Summengröße des Nenners in Formel 15) graphisch darstellen, indem  $\sum_0^1 y_m \cdot v_m = \mu$  das statische Mo-

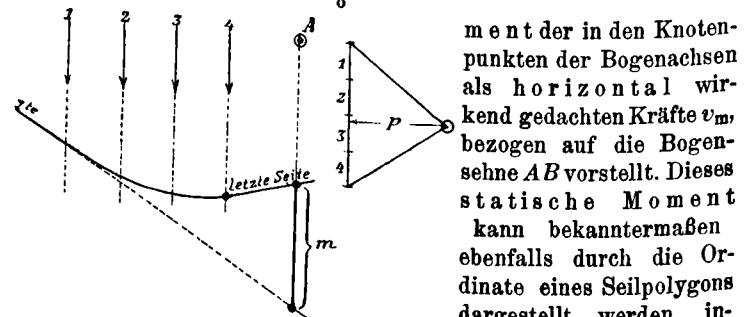


Fig. 11.

ment der in den Knotenpunkten der Bogenachsen als horizontal wirkend gedachten Kräfte  $v_m$ , bezogen auf die Bogensehne  $AB$  vorstellt. Dieses statische Moment kann bekanntermaßen ebenfalls durch die Ordinate eines Seilpolygons dargestellt werden, indem für parallel wirkende Kräfte das statische Moment bezogen, auf einen Punkt  $A$ , sich durch die nebenstehende Construction (Fig. 11) ergibt.

Es ist:  $\mu = m \cdot p$ . Wird dieselbe auf gegenständlichen Fall bezogen und für die  $v_m$  die Werthe  $\frac{J_0}{J^1} \cdot y_m$  gesetzt (Fig. 12), so erhält man die fragliche Größe  $\mu$ . Der zweite Werth des Nenners

der Formel 15  $\frac{J_0 \cdot s}{F_0 \cdot \lambda_1}$  ist zu dem statischen Momente „ $\mu$ “ mit Rücksicht auf die Poldistanz  $p$  noch hinzuzufügen, und zwar:

$$\frac{J_0 \cdot s}{F_0 \cdot \lambda_0 \cdot p} = \Delta \quad \dots \quad 19)$$

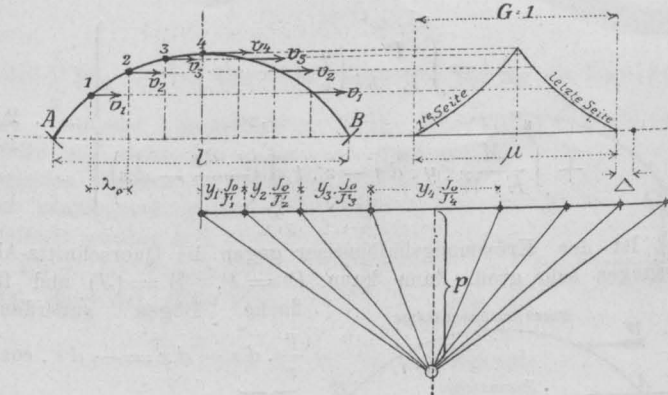


Fig. 12.

Der Nenner der Formel 15 ist demnach eine constante Größe, da der Werth  $y_m \cdot v_m$ , bzw.  $\left(y_m^2 \cdot \frac{J_0}{J_1}\right)$  nur von den Bogen-dimensionen abhängig ist, dieser Werth bedeutet daher für das Maß des Horizontalschubes die Krafteinheit. Es ist hienach

$H = \frac{m}{(\nu + \Delta)}$  der Horizontalschub in C für die Einzellast = 1 und  $(\nu + \Delta)$  = die Einheit „1“ für H. Diese Größe liefert somit die Maßstabeinheit für den Horizontalschub. Es stellt demnach die Ordinate „ $m$ “ im Polygon  $S_1$  (Fig. 10) am nebenstehenden Maßstab (Fig. 13) gemessen, den Horizontalschub H für eine Last 1 im Punkte C vor, d. h. es ist  $m = H$ . Das Polygon  $S_1$  ist somit die Horizontal-Schub-curve, die sogenannte H-Curve, welche zu kennen für die weitere graphische Bestimmung der verticalen Verschiebung eines Bogenpunktes notwendig ist.

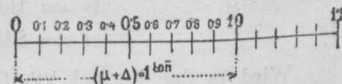


Fig. 13. Massstab „ $a$ “.

Es ist nun zunächst die Größe „ $z$ “ nach Gleichung 7 und 10 zu ermitteln. Ohne Rücksicht auf Temperaturänderungen ist dann:

$$z = M \cdot \frac{J_0}{J_1} = H \cdot \left[ \left( \frac{M^1}{H} - y \right) \frac{J_0}{J_1} + c \right] \text{ und nach Gleichung 6:}$$

$$c = \frac{J_0}{F_0 \cdot r_0} \quad \dots \quad 6)$$

wenn statt  $r$  der mittlere Radius  $r_0$  und für  $\cos \varphi = 1$  gesetzt wird. Die Belastungsgrößen  $\frac{M^1}{H} \cdot \frac{J_0}{J_1} + c$  werden folgend gefunden:

Nach Fig. 10 ist für die Einzellast 1 in C der Horizontalschub  $H = m^{\text{tonn}}$  am Maßstabe „ $a$ “ abzugreifen. Die Krafteinheit von 1.0 t ist in Fig. 12 durch die Strecke  $(\nu + \Delta)$  dargestellt.

Um  $\frac{M^1}{H}$  zu bilden, ist, da  $M^1$  bekanntlich die Momente für einen einfachen Träger, welcher durch eine Einzellast 1 belastet ist, vorstellen, für das Kraftpolygon die Poldistanz  $H$  zu wählen. Die Ordinaten des hierzu gehörigen Seilpolygons geben dann:  $\frac{M^1}{H} = m$ . Werden diese mit  $\frac{J_0}{J_1}$  reducirt und aufgetragen, so

ergibt sich die Curve, Fig. 14, deren Ordinaten  $\frac{M^1}{H} \cdot \frac{J_0}{J_1}$  noch um die constante Größe „ $c$ “ zu vermehren sind.

Für die verticalen Verschiebungen

$$\Delta y = \frac{M z_v}{E \cdot J_0} \quad \dots \quad 8$$

sind nun die Momente  $M z_v$ , welche sich aus dem mit den Be-

lastungsgrößen  $z$  construirten Momenten-Polygon ergeben, zu bilden.

$$\text{Es ist: Moment } \left( \frac{M^1}{H} \cdot \frac{J_0}{J_1} \right) - \text{Moment: } \left( y \cdot \frac{J_0}{J_1} \right) = M z_v.$$

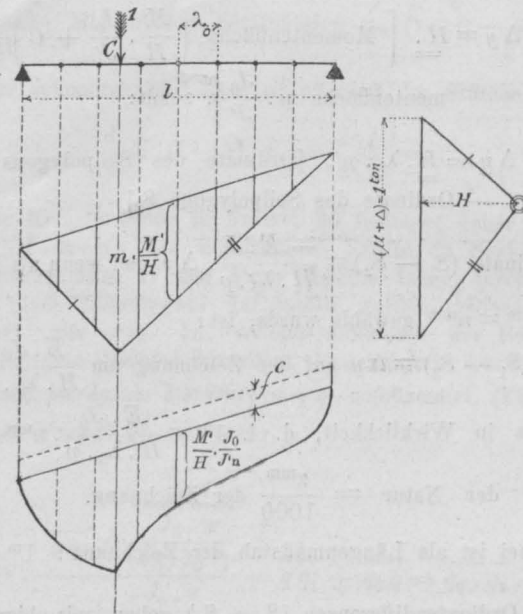


Fig. 14.

Das Kraftpolygon mit den Größen  $\frac{M^1}{H} \cdot \frac{J_0}{J_1}$  als Kräfte und der Poldistanz  $p$  (mit welcher letzterer auch der Horizontalschub  $H$  bestimmt wurde) und das dazu gehörige Seilpolygon  $S_2$  (Fig. 15) gezeichnet, gibt die gesuchte Momentencurve für  $\frac{M^1}{H} \cdot \frac{J_0}{J_1}$ .

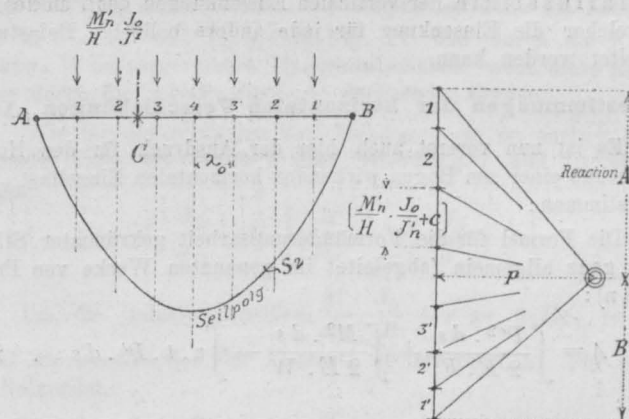


Fig. 15.

Das Seilpolygon, herrührend von  $\left( y \cdot \frac{J_0}{J_1} \right)$ , ist bekanntlich nach früher die Horizontalschubkrafts-Curve  $S_1$  aus Fig. 10.

(Um eine horizontale Schlusslinie  $AB$  zu bekommen, ist der Pol 0 entsprechend zu wählen.)

Durch die Uebereinanderlegung beider Seilpolygone  $S_1$  und  $S_2$  werden die Ordinattendifferenzen  $\Delta y = v$  erhalten, welche die verticalen Verschiebungen eines Bogenpunktes C für beliebige Lasten 1, allerdings mit Vernachlässigung der Wirkung der Achsialkräfte (weil die Constante  $C_1$  nicht berücksichtigt ist) darstellen. Durch Summierung dieser Ordinattendifferenzen unter den Lastpunkten wird die Gesamtverschiebung in C erhalten. (Fig. 16.)

Bestimmung des Maßstabes zum Messen der Werthe „ $v$ “ der verticalen Verschiebungen:

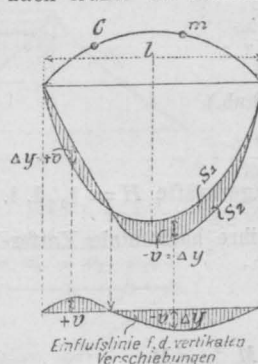


Fig. 16.

Es ist nach Gleichung 8 . . . —  $E \cdot J_0 \cdot \Delta y = M z_v$  und mit Beziehung der Gleichung 10 . . .  $z = H \left[ \left( \frac{M'}{H} - y \right) \frac{J_0}{J'} + c \right]$  —  $E \cdot J_0 \cdot \Delta y = H \cdot \left[ \text{Momentenfläche} \left( \frac{M'}{H} \cdot \frac{J_0}{J'} + c \right) - \text{Momentenfläche } y \cdot \frac{J_0}{J'} \right]$ , somit:

—  $E \cdot J_0 \cdot \Delta y = H \cdot \lambda_0 \cdot p \cdot [\text{Ordinate des Seilpolygons } S_1 - \text{Ordinate des Seilpolygons } S_2]$

oder: Ordinate  $(S_1 - S_2) = \frac{-E \cdot J_0}{H \cdot \lambda_0 \cdot p} \cdot \Delta y$  und wenn als Längenmaßstab  $1^m = n^{mm}$  gewählt wurde, ist:

Ordinate  $(S_1 - S_2) = \Delta y$  auf der Zeichnung um  $\frac{E \cdot J_0}{H \cdot \lambda_0 \cdot p} \cdot n^{mm}$

größer als in Wirklichkeit, d. i.  $1^m = \frac{E \cdot J_0}{H \cdot \lambda_0 \cdot p} \cdot n^{mm} = \alpha^{mm}$

oder  $1^{mm}$  der Natur =  $\frac{\alpha^{mm}}{1000}$  der Zeichnung.

Hiebei ist als Längenmaßstab der Zeichnung:  $1^m = n^{mm}$  gewählt.

Die Ordinatendifferenzen  $(S_1 - S_2)$  geben, mit obigem Maßstab gemessen, nicht allein die Einsenkung eines jeden Bogenpunktes, wenn in  $C$  die Last 1 angreift, sondern nach dem Satze von der Gegenseitigkeit der Verschiebungen (Maxwell'sche Satz) gibt auch die in einem beliebigen Punkte  $m$  gemessene Ordinate die Einsenkung, welche in  $C$  eintritt, wenn die Last 1 in  $m$  wirkt.

Es geben mithin die gegenständlichen Ordinatendifferenzen die Einflusslinie der verticalen Einsenkungen des Punktes  $C$ , aus welcher die Einsenkung für jede andere beliebige Belastung abgeleitet werden kann.

## II. Bestimmungen der horizontalen Verschiebungen „ $\Delta x$ “

Es ist nun vorerst auch hier der Ausdruck für den Horizontalschub einer am Bogen wirkenden horizontalen Einzellast „1“ zu bestimmen:

Die Formel für die Formänderungsarbeit gekrümmter Stäbe lautet ganz allgemein (abgeleitet im genannten Werke von Prof. Melan):

$$A = \int \frac{P'^2 \cdot ds}{2 E \cdot F} + \int \frac{M^2 \cdot ds}{2 E \cdot W} - \int \varepsilon \cdot t \cdot P' \cdot ds \quad . \quad 20)$$

wobei:

$P' = \left( P + \frac{M}{r} \right)$ ,  $P$  = Achsialkraft, und für Bogen mit 2 Gelenken

$M = M' - H \cdot y$  ist, daher

$$P' = V \cdot \sin \varphi + H \cdot \cos \varphi + \frac{M}{r} - \frac{H y}{r}$$

( $V$  = Vertikalkraft

$H$  = Horizontalschub.)

Nach dem genannten Satze ist aber:

$\frac{dA}{dH}$  gleich der virtuellen Arbeit der Auflagerkräfte  $H = 1$ , d. i. gleich  $-\Delta l$ , wenn die beiden Kämpfer ihre horizontale Entfernung um  $\Delta l$  vergrößern.

Somit ist:

$$-\Delta l = \int \frac{P'}{E \cdot F} \cdot \frac{dP'}{dH} \cdot ds + \int \frac{M}{E \cdot W} \cdot \frac{dM}{dH} \cdot ds + \int \varepsilon \cdot t \cdot \frac{dP'}{dH} \cdot ds \text{ oder}$$

$$\Delta l = \int \frac{P'}{E \cdot F} \cdot \left( \frac{y}{r} - \cos \alpha \right) ds + \int \frac{M}{E \cdot W} \cdot y \cdot ds - \varepsilon \cdot t \cdot \int \left( \frac{y}{r} - \cos \alpha \right) ds$$

und da  $ds \cdot \cos \alpha = dx$  ist:

$$\Delta l = \int_0^1 \frac{P'}{E \cdot F} \cdot \left( \frac{y}{r} ds - dx \right) + \int_0^s \frac{M}{E \cdot W} \cdot y \cdot ds - \varepsilon \cdot t \cdot \int_0^1 \left( \frac{y \cdot ds}{r} - dx \right) \quad . \quad 21)$$

Ist der Krümmungshalbmesser gegen die Querschnitts-Abmessungen sehr groß, dann kann  $P' = P$ ,  $W = (J)$  und für flache Bögen außerdem:

$$\frac{y}{r} \cdot ds - dx = -ds \cdot \cos \alpha$$

gesetzt werden, und es ist, wenn weiter auf die Wirkung der Temperaturänderungen keine Rücksicht genommen wird und die Verschiebung der Widerlager  $\Delta l = 0$  gesetzt wird, für den rechten Kämpfer  $B$ :

$$0 = \int_0^s \frac{M}{E(J)} \cdot y \cdot ds - \int_0^1 \frac{P}{E \cdot F} \cdot dx \quad . \quad 22)$$

( $s$  = Bogenlänge

$l$  = Stützweite des Bogens.)

Wird in der Formel 22 für die Achsialkräfte näherungsweise: (Fig 18.)

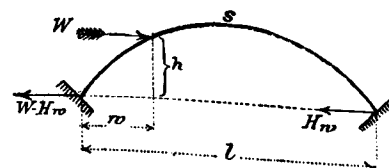


Fig. 18.

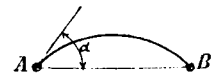


Fig. 19.

$$P \dots W - H_w \begin{cases} x = w \\ x = 0 \end{cases} \quad \text{und} \quad P = H_w \begin{cases} x = 1 \\ x = w \end{cases}$$

und für  $M = (M' - H_w \cdot y)$  eingeführt, so ergibt sich:

$$H_w = \frac{\int_0^s \frac{M'}{(J)} \cdot y \cdot ds + W \cdot \frac{w}{F_0}}{\int_0^s \frac{y^2 \cdot ds}{(J)} + \frac{s \cos \alpha}{F_0}} \quad . \quad 23)$$

oder die  $J = (J) \cos \varphi$  eingeführt: (Fig. 19)

$$H_w = \frac{\int_0^1 \frac{M' \cdot y}{J} \cdot d + W \cdot \frac{w}{F}}{\int_0^1 \frac{y^2 dx}{J} + \frac{s}{F}} \quad . \quad 24)$$

der Ausdruck für den Horizontalschub bei Wirkung einer horizontalen Einzellast  $W$ . Werden statt der bestimmten Integrale,

wie früher, die Werthe in Formel 13 eingesetzt, so erhält man für:

$$H_w = \frac{\sum_0^1 M'_m \cdot v_m + W \cdot \frac{J \cdot w}{F \cdot \lambda}}{\sum_0^1 y_m \cdot v_m + \frac{J \cdot s}{F \cdot \lambda}} \quad \dots \quad 25)$$

wobei  $\sum_0^1 M'_m \cdot v_m$  = das Gesamtmoment für die als horizontal wirkend gedachten Kräfte  $v_m$  eines frei aufliegenden Balkens vorstellt, und nachfolgend graphisch ermittelt werden soll.

Liegt der Träger frei auf, dann ist (Fig. 20):

$$A = \frac{W \cdot h}{l} \text{ und für } m_1 \text{ ist das Moment:}$$

$$\text{für } x=0, x=\omega \left\{ \begin{array}{l} M' = W \cdot \left( y - \frac{h}{l} \cdot x \right), \text{ für } m_2 \text{ ist:} \\ x=\omega, x=1 \left\{ \begin{array}{l} M' = W \cdot \frac{h}{l} \cdot (l-x), \text{ daher} \end{array} \right. \end{array} \right.$$

$$\begin{aligned} \sum_0^1 M'_m \cdot v_m &= W \cdot \left[ \sum_0^{\omega} y_m \cdot v_m - \frac{h}{l} \cdot \sum_0^{\omega} v_m \cdot x + \frac{h}{l} \cdot \sum_{\omega}^1 v_m \cdot (l-x) \right] \\ &= W \cdot \left[ \frac{h}{l} \cdot \sum_{\omega}^1 (l-x) \cdot v_m - \frac{h}{l} \cdot \sum_0^{\omega} v_m \cdot x + \sum_0^{\omega} \frac{h}{l} \cdot l \cdot v_m - \sum_0^{\omega} \frac{h}{l} \cdot l \cdot v_m + \sum_0^{\omega} y_m \cdot v_m \right] \\ &= W \cdot \left[ \frac{h}{l} \cdot \sum_{\omega}^1 (l-x) \cdot v_m + \sum_0^{\omega} \frac{h}{l} \cdot (l-x) \cdot v_m - \sum_0^{\omega} h \cdot v_m + \sum_0^{\omega} y_m \cdot v_m \right] \\ \sum_0^1 M'_m \cdot v_m &= W \cdot \left[ \frac{h}{l} \cdot \sum_0^1 (l-x) \cdot v_m - \sum_0^{\omega} (h-y) \cdot v_m \right] \quad \dots \quad 26) \end{aligned}$$

In dieser Formel 26 ist:  $\frac{1}{l} \cdot \sum_0^1 (l-x) \cdot v_m$  nichts anderes als der Stützendruck in A der vertical wirkend gedachten Kräfte  $v_m$ , demnach:

$$h \times \frac{1}{l} \cdot \sum_0^1 (l-x) \cdot v_m = \text{das statische Moment des horizontal}$$

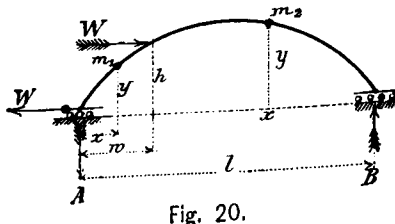


Fig. 20.

wirkenden Stützendruckes auf die Achse W und  $\sum_0^{\omega} (h-y) \cdot v_m =$  das statische Moment der horizontalen  $v_m$  (von 0 —  $\omega$ ) auf die Achse W.

Für symmetrische Bögen ist offenbar der Stützendruck:

$$\frac{1}{l} \sum_0^1 (l-x) \cdot v_m = \frac{1}{2} \sum_0^1 v_m.$$

Die Klammergröße in Formel 26 bedeutet daher das statische Moment der bezeichneten Kräfte in Beziehung der Angriffshorizontalen W und kann dieselbe daher durch die Ordinate eines Seilpolygons dargestellt werden. Diese Ordinate ist direct aus Fig. 12, welche anlässlich der Bestimmung von H (für eine Vertical-Einzellast 1) gezeichnet wurde, zu entnehmen und ist durch die Strecke  $q q_1$  repräsentirt. (Fig. 21.)

Nach Formel 25 ist dann:

$$H_w = W \cdot \frac{\overline{q q_1} + \frac{J_0 \cdot w}{F_0 \cdot \lambda_0 \cdot p}}{\mu + \frac{J_0 \cdot s}{F_0 \cdot \lambda_0 \cdot p}} = \overline{q q_1} + \overline{q_0 q} = \overline{q_0 \cdot q_1} \dots \quad 27)$$

(Die Endpunkte  $q_0$  der Zuschläge  $\overline{q_0 q}$  für verschiedene Angriffspunkte von W liegen in der Geraden  $nn_1$ .)

Die Werthe für  $\Delta$  und  $\overline{q_0 q}$  sind jeweilig auszurechnen und zu  $\mu$ , bzw.  $\overline{q q_1}$  hinzuzutragen. Es entsprechen dann die Strecken „m“ in Fig. 10 und „ $q_0 q_1$ “ in Fig. 21 den durch die Kräfte G, bzw. W hervorgerufenen Horizontalschüben, wenn diese Kräfte selbst durch die Strecke  $(\mu + \Delta)$  dargestellt werden.

Wie für die verticalen Verschiebungen, so ist auch im vorliegenden Falle die Größe  $z$  nach Gleichung 7 und 10 zu ermitteln:

$$z = M \cdot \frac{J_0}{J_1} = H_w \left[ \left( \frac{M'}{H_w} - y \right) \cdot \frac{J_0}{J'} + c \right].$$

Um die Belastungsgrößen  $\frac{M'}{H_w} \cdot \frac{J_0}{J'} + c$  zu finden, ist zunächst die Construction der Momente  $M'$  erforderlich. Für diese gilt Folgendes:

Für den freiaufliegenden Träger AB nach Fig. 20 ist von früher:

$$\left. \begin{array}{l} \text{für } x_0 = 0 \text{ bis } x = \omega \dots \\ M'_{1\omega} = W \cdot \left( y - \frac{h}{l} \cdot x \right) \\ \text{„ } x = \omega \text{ bis } x = l \dots \\ M'_{2\omega} = W \cdot \frac{h}{l} \cdot (l-x) \end{array} \right\}$$

für  $W=1$  ist:

$$\left. \begin{array}{l} M'_{1\omega} = y - \frac{h}{l} \cdot x \\ M'_{2\omega} = \frac{h}{l} \cdot (l-x) \end{array} \right\}$$

Man ersieht, daß die Momentenlinie von  $x = \omega$  bis  $x = l$  eine Gerade darstellt, da der Ausdruck für  $M'_{2\omega}$  von  $y$  unabhängig ist und die Beziehung:  $h:l = M'_{2\omega}:(l-x)$  besteht.

Die Momentenlinie von  $x = 0$  bis  $x = \omega$  dagegen ist eine Curve, deren

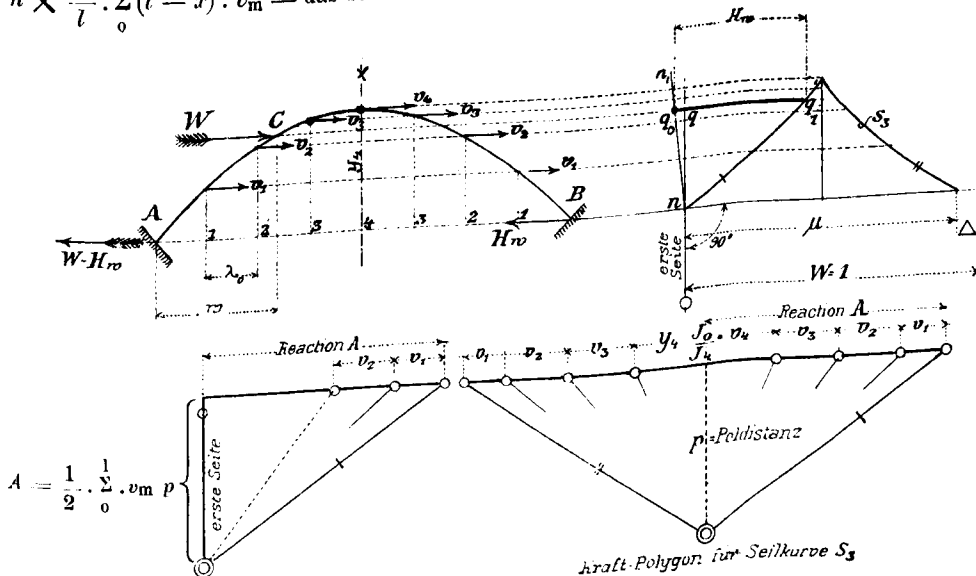


Fig. 21.



einzelne Punkte leicht graphisch ermittelt werden können, indem nach Fig. 22 folgende Verhältnisse gelten:

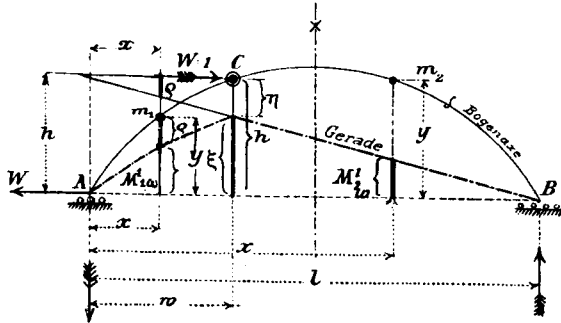


Fig. 22.

$$h:l = \xi:(l - \omega), \quad \xi = h - \frac{h \cdot \omega}{l} \quad \text{und} \quad \eta = h - \xi = \frac{h \cdot \omega}{l}.$$

Ferner verhält sich:

$$w:x = \eta:\rho \quad \text{und} \quad \rho = \frac{x \cdot h}{l},$$

d. i. das zweite Glied des Ausdruckes für  $M'_{1\omega}$ . Demnach ist, um einen Punkt der Curve  $M'_{1\omega}$  zu erhalten, die Größe  $\rho$  jeweils von der Bogenordinate  $y$  abzuziehen.

Nach Gleichung 10 ...  $z = H \left[ \left( \frac{M'_{1\omega}}{H_\omega} - y \right) \frac{J_0}{J'} + c \right]$  sind,

da die Bedeutung des Ausdruckes von  $y \cdot \frac{J_0}{J'}$  schon bekannt ist,

zunächst die Größen  $\frac{M'_{1\omega}}{H_\omega}$  zu finden. Nach obiger Construction

wurden aber vorerst nur die  $M'_{1\omega}$  gewonnen, und man kann sich jedoch denken, daß diese Momente mit der Poldistanz der Kraft-einheit von 1 t, d. i.  $W = G = 1$  entstanden seien, so daß die Reduction dieser Momente auf  $\frac{M'_{1\omega}}{H_\omega}$  erst gelegentlich der Construction des Seilpolygons der vertical wirkenden Belastungselemente  $M'_{1\omega} \cdot \frac{J_0}{J'}$  durch entsprechende Wahl der Poldistanz vor-

zunehmen ist. Die  $M'_{1\omega}$  mit  $\frac{J_0}{J'}$  reducirt, gibt die in Fig. 23

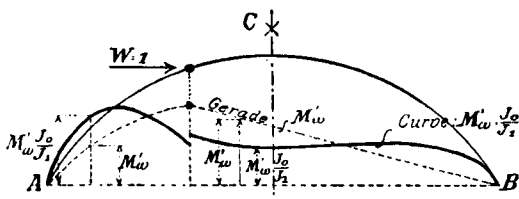


Fig. 23.

gezeichnete Curve der  $M'_{1\omega} \cdot \frac{J_0}{J'}$ . Die constante, völlig einfluss-

lose Größe  $c = \frac{J_0}{F_0 \cdot r_0}$  nach Gleichung 20 soll hier nicht weiter

in Betracht gezogen werden. Die Ordinaten dieser Curve, als

vertical wirkende Belastungselemente betrachtet, geben mit der

reducirten Poldistanz  $p = \frac{H_\omega}{G} \cdot p$  das Seilpolygon  $S_4$  in

Fig. 25.

Nachdem das Seilpolygon  $S_4$  über jenes von  $S_1$  zu zeichnen ist, letzteres aber mit der Poldistanz  $p$  entwickelt wurde, so ist mit Bezug auf die oben angeführte Bemerkung das Seilpolygon  $S_4$  nicht mit  $p$ , sondern mit der der Poldistanz  $p$

proportionalen Poldistanz  $p = \frac{H_\omega}{G} p$  zu ver-

zeichnen. Letztere ist leicht graphisch darstellbar und ist in Fig. 24 ermittelt.

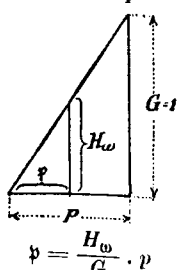


Fig. 24.

Für die horizontalen Verschiebungen:

$$\Delta x = \frac{M z_h}{E \cdot J_0} \quad \dots \dots \dots 8)$$

ist das Moment  $M z_h$ , d. i. das mit den Belastungsgrößen  $z$  entwickelte Momentenpolygon zu bilden.

Es ist (Fig. 25.) nach früher:

$M z_h = \text{Moment: } \left( \frac{M'_{1\omega}}{H_\omega} \cdot \frac{J_0}{J'} \right) - \text{Moment: } \left( y \cdot \frac{J_0}{J'} \right)$ . Erstere Momente sind durch  $S_4$ , letztere durch  $S_1$  in Fig. 10 repräsentirt.

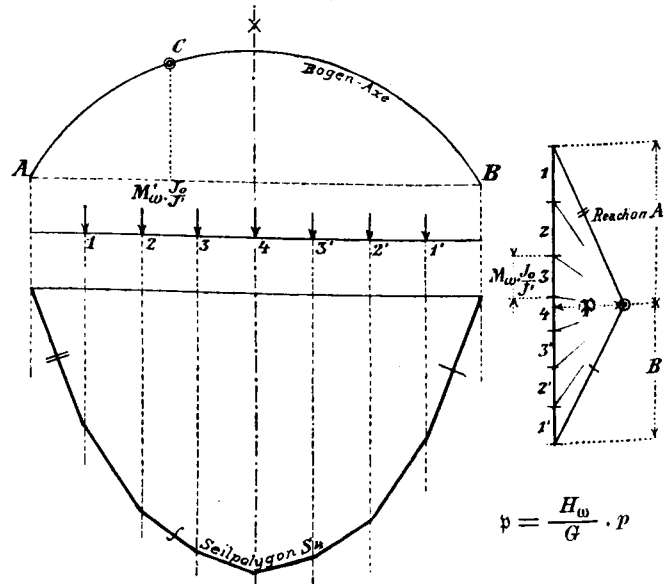
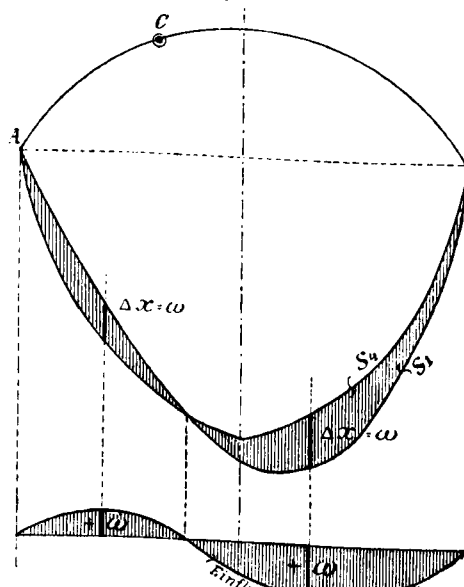


Fig. 25.

Durch die Uebereinlagerung beider Seilpolygone  $S_1$  und  $S_4$  werden die Ordinatenunterschiede  $\Delta x = \omega$ , welche die horizontalen Verschiebungen des Bogenpunktes C darstellen (Fig. 26a) erhalten.

Fig. 26 a.



Diese Differenzen, von einer Horizontalen aus

aufgetragen, geben die Einflusslinie

für diese Verschiebungen (Fig. 26 b), indem

nach dem Maxwell'schen Satze von der

Gegenseitigkeit der Verschiebungen die

Verticalverschiebung des Punktes m in Folge

einer in C angreifenden Horizontalkraft

$W = 1$ , welche in Vorstehendem ent-

wickelt wurde, an Größe gleich ist der

Horizontalverschiebung des Punktes C,

die durch eine in „m“ angreifende Vertical-

last 1 hervorgerufen wird. (Fig. 27.)

Die Unterschiede der Ordinaten des Seilpolygons  $S_4$  und der Horizontalschub-Curve, d. i. Seilpolygon  $S_1$ , bestimmen dem-

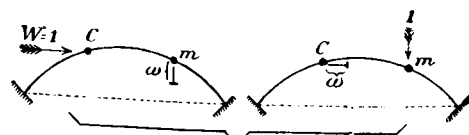


Fig. 27.

nach die Horizontalverschiebung des Punktes C für jede beliebige Lage der Einzellast. Die Verschiebung ist +, wenn sie nach



rechts, — wenn sie nach links gerichtet ist. Die Einheit des Maßstabes für diese Verschiebungen rechnet sich wie bei I aus der  $\frac{E \cdot J_0}{H_0 \cdot \lambda_0 \cdot p}$  fachen Einheit des gewählten Längenmaßstabes der

Zeichnung und es ist  $1^m = \frac{E \cdot J_0}{H_0 \cdot \lambda_0 \cdot p} \times n^{mm} = \alpha^{mm}$ .

Schließlich ist noch der Einflusslinien der in den Formeln 2 und 3 enthaltenen constanten Größen  $C_1$  und  $C_2$  zu erwähnen. Diese letzteren stellen jene Verschiebungen dar, welche die Achsialkräfte hervorrufen und zu den schon ermittelten die Achsialkräfte noch hinzuzufügen sind. Diese Größen der Verschiebung noch hinzuzufügen sind. Diese Verschiebungen sind nach den Gleichungen 5 im Vereine mit 2 und 3 (wenn vom Einflusse der Temperaturänderungen abgesehen wird) durch die Horizontalschub-Curve, Seilpolygon  $S_1$  gegeben, und es ist der Maßstab, auf welchem die Ordinaten dieser Curve zu messen sind, um die Vertical-, bzw.  $\frac{E \cdot F_0}{y_1}$ , bzw.

verschiebung des Punktes C zu erhalten, aus der  $\frac{E \cdot F_0}{y_1}$ , bzw.  $\frac{E \cdot F_0}{x_1}$  fachen Krafteinheit zu bestimmen. Hienach wird für die Verticalverschiebungen (Senkungen): (Fig. 28)

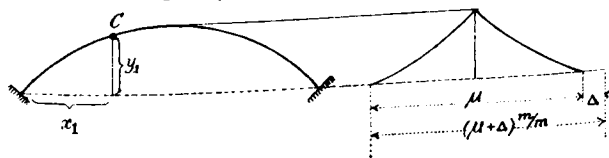


Fig. 28.

$$1^{mm} \text{ der Natur} = \frac{E \cdot F_0}{y_1} \cdot (\mu + \Delta) \text{ mm} = \alpha^{mm} \text{ der Zeichnung,}$$

für die Horizontalverschiebungen:

$$1^{mm} \text{ der Natur} = \frac{E \cdot F_0}{x_1} \cdot (\mu + \Delta) \text{ mm} = \beta^{mm} \text{ der Zeichnung.}$$

Diese von den Achsialkräften herrührenden Verschiebungen sind indess so verschwindend klein, daß dieselben jederzeit vernachlässigt werden können.

Im Sinne dieses, zum Verständnis der auf den Tafeln Nr. XXIII V. XXIV construirten Verschiebungen der Bogenpunkte erläuterten Verfahrens wurden für vorliegenden Fall die verticalen und horizontalen Verschiebungen der Bogenachspunkte 4, 3 und 2, welche genau in den Vierteln der Bogenachse liegen, bestimmt, um die dieserart erhaltenen Resultate mit jenen vergleichen zu können, welche durch Beobachtung bei den verschiedenen Belastungsphasen constatirt wurden. Bei der Symmetrie der Bogenpunkte 4 und 2 war es selbstverständlich nicht nothwendig, für beide Punkte die Construction durchzuführen und wird diesbezüglich auf die Bemerkung verwiesen, welche die Tafeln Nr. XXIII u. XXIV enthalten. Ebenso sind auf diesen Tafeln nur die Verschiebungen auf Grund der einseitigen Belastung in den Punkten 2, 3, 4, 5 und 6 mit den Knotenlasten = 1 t bestimmt, die wirklichen Verschiebungen

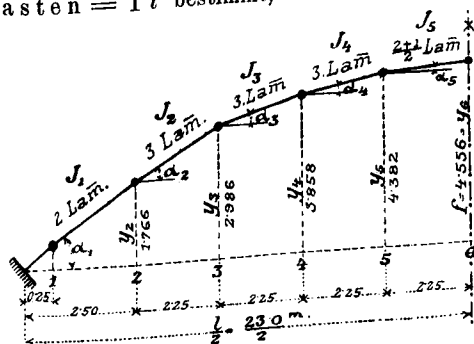


Fig. 29.

bei Wirkung der thatsächlich durch die Schienenbelastung erzeugten Knotenlasten sind in den folgenden Tabellen I und II enthalten. Hierzu wird bemerkt, daß die halbe Knotenlast im Bogenpunkte + 1 vernachlässigt wurde, daß ferner bei Ermittlung der Ver-

schiebungen das Glied „c“ nach den Gleichungen 6 und (6), ferner die Größe  $\Delta = \frac{s}{F_0}$  nach den Formeln 12, 15, 19, 24 und 25 bei Berechnung der Horizontalschübe, weiter der Werthe  $\dots q_0 q_1$  nach Gleichung 27 bei Bestimmung der  $H_0$  und endlich die Verschiebungen von  $C_1$  und  $C_2$ , herrührend von den Achsialkräften, nicht in Rücksicht gezogen sind, da deren Einfluss in der Zeichnung ein verschwindend kleiner ist.

Als mittleres Trägheitsmoment erscheint in der Berechnung der Werth  $J_0 = 0.00035 m^4$  (siehe statische Berechnung des Bogenträgers im Anhang) zu Grunde gelegt. Für den Elasticitätsmodul  $E$  ist für weiches Martinflusseisen ein Mittelwerth von  $E = 21,000,000 \text{ kg pro t}$  eingeführt. (Fig. 29.)

Es ist:

$$\left[ \frac{J_0}{J_1} \right] = \frac{0.00035}{0.000323 \times 0.817} = 1.326 \dots \dots \dots \text{für Feld 1}$$

$$\left[ \frac{J_0}{J_2} \right] = \frac{0.00035}{0.000427 \times 0.879} = 0.933 \dots \dots \dots \text{„ „ 2}$$

$$\left[ \frac{J_0}{J_3} \right] = \frac{0.00035}{0.000427 \times 0.932} = 0.880 \dots \dots \dots \text{„ „ 3}$$

$$\left[ \frac{J_0}{J_4} \right] = \frac{0.00035}{0.000427 \times 0.974} = 0.841 \dots \dots \dots \text{„ „ 4}$$

$$\left[ \frac{J_0}{J_5} \right] = \frac{0.00035}{\frac{0.000323 + 0.000228}{2} \times 0.997} = 1.272 \dots \dots \dots \text{„ „ 5}$$

(Die Werthe für die einzelnen Trägheitsmomente des Grundquerschnittes mit einer bis drei Lamellen sind aus der statischen Berechnung des Bogenträgers [siehe Anhang] zu entnehmen.)

Somit in den einzelnen Knoten:

$$\left. \begin{aligned} \frac{J_0}{J_2} &= \frac{1.326 + 0.933}{2} = 1.129 \text{ im Knoten 2} \\ \frac{J_0}{J_3} &= \frac{0.933 + 0.880}{2} = 0.906 \text{ „ „ 3} \\ \frac{J_0}{J_4} &= \frac{0.880 + 0.841}{2} = 0.861 \text{ „ „ 4} \\ \frac{J_0}{J_5} &= \frac{0.841 + 1.272}{2} = 1.056 \text{ „ „ 5} \\ \frac{J_0}{J_6} &= \frac{0.00035}{0.000228 \times 0.997} = 1.542 \text{ „ „ 6} \end{aligned} \right\}$$

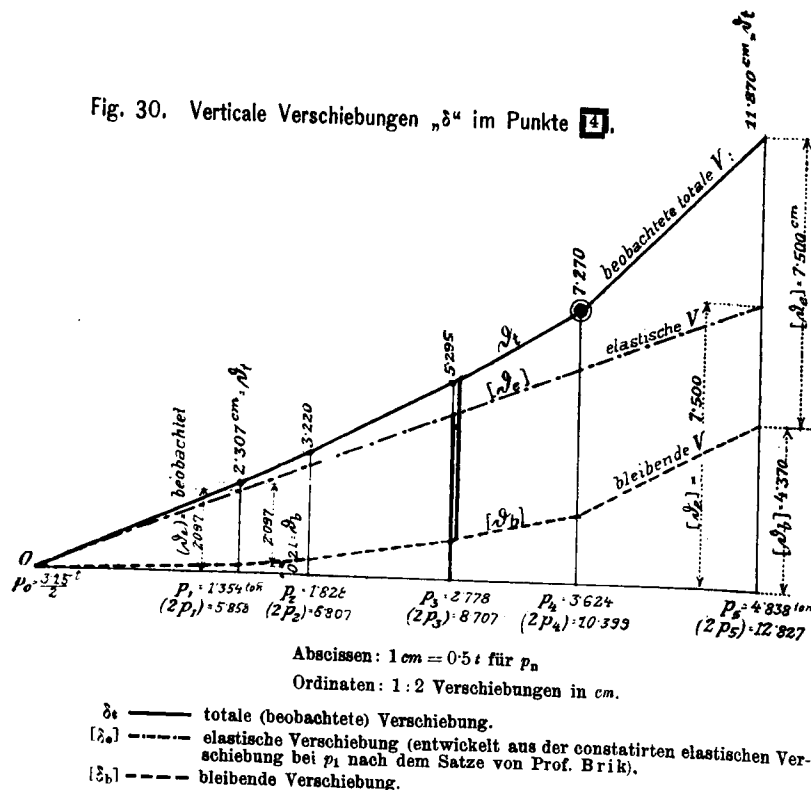
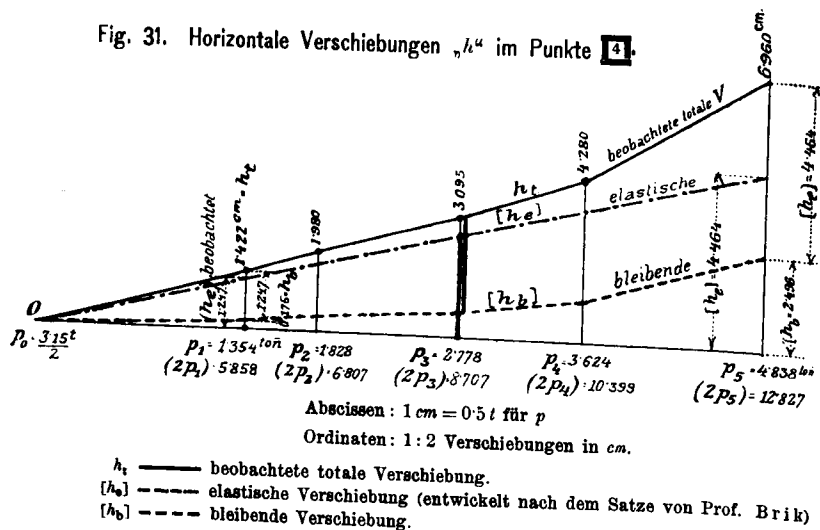
Es ergeben sich hienach die Werthe für:

$$\left\{ \begin{aligned} y_2 \times \frac{J_0}{J_2} &= 1.766 \times 1.129 = 1.994 \\ y_3 \times \frac{J_0}{J_3} &= 2.986 \times 0.906 = 2.705 \\ y_4 \times \frac{J_0}{J_4} &= 3.858 \times 0.861 = 3.322 \\ y_5 \times \frac{J_0}{J_5} &= 4.382 \times 1.056 = 4.627 \\ y_6 \times \frac{J_0}{J_6} &= 4.556 \times 1.542 = 7.025 \end{aligned} \right.$$

Die den Werthen:  $\frac{J_0}{J_n}$  und  $y_n \cdot \frac{J_0}{J_n}$  entsprechenden Curven sind auf Tafel Nr. XXIII dargestellt.

Ueber die Construction der verticalen und horizontalen Verschiebungen selbst, welche auf den Tafeln Nr. XXIII u. XXIV für die Punkte 4, 3 und 2 durchgeführt erscheint, ist weiter nichts zu bemerken, da der beschriebene und theoretisch erläuterte Vorgang in der Zeichnung ganz genau eingehalten ist.

Hinsichtlich der Tabelle Nr. 15, (Abschnitt III), welche die aus den wirklichen Beobachtungsergebnissen gerechneten gemittelten Verschiebungen beider Träger bei den verschiedenen Belastungsphasen Post Nr. 1 bis Nr. 18 enthält, wäre Folgendes besonders hervorzuheben: Die unter Post 1 stehende Anfangsbelastung  $2p = 1.636 \text{ t pro m}$  ist als ein Belastungsfall nicht anzusehen, da dieselbe sich nur auf die gleichen Knotenlasten in den Punkten 2, 3, 4, 5 und 6 bezieht. (Im Knotenpunkte „1“ war vor Beginn der Belastung eine von den übrigen Knotenlasten bedeutend abweichend größere Knotenlast wirksam.) Der

Fig. 30. Verticale Verschiebungen „ $\delta$ “ im Punkte [4].Fig. 31. Horizontale Verschiebungen „ $h$ “ im Punkte [4].

Werth  $2p = 1.636$  ist daher nicht als eine über die ganze halbe Stützweite gleichmäßig vertheilte Belastung zu betrachten, dieselbe beginnt vielmehr erst bei der unter Post 2 stehenden Belastung von  $2p_0 = 3.15 \text{ t pro m}$ , bei welcher letzterer Belastung die erste Schienenlage (excl. des ersten halben Feldes) bereits aufgebracht war. Die Zahlenwerthe der beiden Belastungsgerüste enthaltenden Abschnitte ganz ausführlich entwickelt. Es mag hier nur nochmals erwähnt werden, daß das Eigengewicht des Bogens sammt dem Gewichte des Belastungsgerüsts in diesen Zahlen inbegriffen ist, daß ferner die bleibenden Durchbiegungen des reinen Bogens nach Beseitigung des

Montirungsgerüsts und ebenso die Durchbiegungen nach Aufbringen des Belastungsgerüsts in Folge eines unliebsamen Versehens nicht constatirt wurden. Die Ablesungen haben vielmehr tatsächlich erst bei der Belastung  $2p = 1.636$ , demnach mit einem Belastungsstadium begonnen, als das Belastungsgerüste vom Ständer bei +1, erfolgt war. Da indes, wie schon hervorgehoben, erst beim Aufbringen der ersten Schienenlage (excl. des ersten halben Feldes) eine Belastung erzielt wurde, welche in sämtlichen sechs Knotenpunkten des Belastungsgerüsts eine der Größe nach gleiche Knotenlast erzeugt, und diese Belastung mit  $2p_0 = 3.150 \text{ t}$  berechnet ist, so musste dieselbe für die angestellten Berechnungen als Grundlage angenommen werden. Es sind hiernach sämtliche in der Tabelle Nr. 15 ausgewiesenen Beobachtungsergebnisse, bzw. aus diesen abgeleiteten Verschiebungswerte, auf diejenigen, welche der Belastung von  $2p_0 = 3.15$  zukommen, zu reduciren. Diese Reduction erscheint in den Tabellen I und II unter Post 3 durchgeführt.

Es ist ferner zu sagen, daß nicht alle in der Tabelle Nr. 15 unter Post 1—18 durchgeführten Belastungsphasen in Rechnung gezogen wurden, der Untersuchung zu Grunde gelegt sind nur die Belastungsfälle mit:

$2p = 5.858 \text{ t}$	Post 4
$2p = 6.807 \text{ t}$	" 7
$2p = 8.707 \text{ t}$	" 10
$2p = 10.399 \text{ t}$	" 12
$2p = 12.827 \text{ t}$	" 15

der Tabelle Nr. 15.

Wie eingangs schon bemerkt, hat eine Entlastung im Laufe der durchgeführten 18 Belastungsphasen nur einmal, und zwar bei  $2p_1 = 5.858 \text{ t pro m}$  stattgefunden. Es konnte daher nur bei dieser Belastung die bleibende Biegung constatirt und mittelst dieser und der totalen das Maß der elastischen Biegung gebildet werden. In den übrigen Fällen sind nur die totalen Verschiebungen verzeichnet worden, welche für sich allein der theoretischen Auswertung allerdings wenig nützen, indem nur die elastische Biegung einer Berechnung zugänglich ist. Ein Vergleich der beobachteten Verschiebungsgrößen mit denen bei oben genannter Belastung erzielten Resultaten angestellt werden. In den Tabellen I und II sind daher aus diesem Grunde die der Belastung  $2p_1 = 5.858 \text{ t}$  entsprechenden Werthe der Verschiebungen der Uebersichtlichkeit halber  $\square$  eingerahmt.

Die Maximal-Inanspruchnahme der Bogenträger stellt sich bei der Belastung von  $2p_1 = 5.858 \text{ t pro m}$  (aus der statischen Berechnung entnommen) im Bogenpunkte:

$$\begin{cases} +3 \text{ auf } s = +1400 \text{ kg pro cm}^2 \text{ Druck (belastete Seite)} \\ -3 \text{ " } s = -1090 \text{ kg " " Zug (unbelastete Seite).} \end{cases}$$

Die sogenannte Proportionalitätsgrenze wird, wenn diese für weiches Martin-Flusseisen mit ca. 2000 kg pro  $\text{cm}^2$  angenommen wird, bei einer Belastung von ca.  $2p = 9.0 \text{ t}$  erreicht.

Für die verticale und horizontale Verschiebung des Bogenpunktes [4] wurden für die übrigen Belastungsfälle  $p_2$  bis  $p_5$  die elastischen Verschiebungen unter Benützung des von Professor Brik zuerst aufgestellten Satzes, daß die elastische Biegung von der Belastung 0 bis nahezu zur Bruchgrenze geradlinig verläuft, in nebenstehenden Skizzen (Fig. 30 u. 31) verzeichnet. Hiebei ist die bei  $2p_1 = 5.858$  beobachtete elastische Verschiebung (bei bekannter Reduction auf  $2p = 3.15$ )

$$(\delta_e) = 2.097 \text{ cm, bzw. } (h_e) = 1.247 \text{ cm}$$

der Zeichnung zu Grunde gelegt. Aus dieser ist der wahrscheinliche Verlauf der bleibenden Verschiebungen bei den bezeichneten Belastungen zu ersehen. (Skizze: Fig. 30 u. 31.)

Für die übrigen Punkte [2] und [3] erscheinen diese mit dem citirten Satze gefundenen elastischen Verschiebungen, sowie die wahrscheinlich eingetretenen bleibenden Verschiebungen in den beiden Tabellen I und II unter Post 5 und 6 eingeschrieben.

Auf dieselbe Weise kann in jedem beliebigen anderen Bogenpunkte die durch Temperaturänderungen verursachte Hebung, bzw. Senkung berechnet werden.

**Verticale Verschiebungen „δ“ an den Beobachtungsstellen:** [2] [3] [4] hervorgerufen durch die in den Bogenpunkten 2, 3, 4, 5 und 6 durch die aufgebrachte Schienenbelastung erzeugten wirklichen Knotenlasten.

Post-Nr.	Größe der Knotenlasten und Maße der verticalen Verschiebungen		Belastung, reducirt auf die gleichförmig vertheilte Anfangsbelastung von $2p_0 = 3.15 t$					Anmerkung
			$2p = 5.858 - 3.150$ $2p = 2.708$ $p_1 = 1.354$	$2p = 6.807 - 3.150$ $2p = 3.657$ $p_2 = 1.828$	$2p = 8.707 - 3.150$ $2p = 5.557$ $p_3 = 2.778$	$2p = 10.399 - 3.150$ $2p = 7.249$ $p_4 = 3.624$	$2p = 12.827 - 3.150$ $2p = 9.677$ $p_5 = 4.838$	
1.	Knotenlasten in $K$	$2, 3, 4, 5. \dots K_n = 2.25 m \times p_n \dots$ Tonnen $6 \dots \frac{K_n}{2} = \frac{2.25}{2} \times p_n \dots$ Tonnen	3.046 1.523	4.114 2.057	6.252 3.126	8.155 4.078	10.886 5.443	{ + Senkung - Hebung
2.	Die auf Tafeln Nr. XXIII u. XXIV für die Knotenlasten von 1 t grafisch bestimmte elastische Verschiebung $\times$ mit der Größe der wirklichen Knotenlasten $\delta_e = \Sigma v. K_n$							
	<b>4</b> Für die Knotenlasten 1 ist die Verschiebung: $+ 7.1 mm - 0.20 mm$	demnach für die wirkliche Belastung: $\delta_e = \Sigma v. K_n =$ $\left[ \begin{array}{l} + 7.1 . K_n \\ - 0.20 . K_n \\ 2 \end{array} \right]$	<b>+ 2.145</b>	+ 2.896	+ 4.401	+ 5.741	+ 7.664	
	<b>3</b> Für die Knotenlasten 1 ist die Verschiebung nach Plan: $+ 0.08 mm + 1.50 mm$	demnach für die wirkliche Belastung: $\delta_e = \Sigma v. K_n =$ $\left[ \begin{array}{l} + 0.08 mm . K_n \\ + 1.50 . K_n \\ 2 \end{array} \right]$	<b>+ 0.252</b>	+ 0.341	+ 0.519	+ 0.677	+ 0.903	
3.	<b>2</b> Für die Knotenlasten 1 ist die Verschiebung: $- 5.5 mm - 0.20 mm$	demnach für die wirkliche Belastung: $\delta_e = \Sigma v. K_n =$ $\left[ \begin{array}{l} - 5.5 mm . K_n \\ - 0.2 K_n \\ 2 \end{array} \right]$	<b>- 1.706</b>	- 2.304	- 3.501	- 4.567	- 6.096	
	Beobachtete totale Verschiebung $\delta_t$ aus der Tabelle Nr. 15 abzüglich der Verschiebung zufolge der Anfangsbelastung $2p_0 = 3.15$		$\left\{ \begin{array}{l} 3.265 - 0.940 = 2.325 \\ 3.220 - 0.940 = 2.280 \\ \text{Mittel: } + 2.307 \end{array} \right.$					Aus d. Tabelle Nr.15 entnommene Werthe und sind diese die gemittelten Werthe zwischen den Ablesungen an beiden Trägern.
			$\left\{ \begin{array}{l} (4.160 - 0.940) \\ (6.235 - 0.940) \\ (8.210 - 0.940) \\ (12.810 - 0.940) \end{array} \right.$					
		Die Beobachtungsergebnisse sind unverlässlich $\left\{ \begin{array}{l} 3.380 - 1.025 = 2.355 \\ 3.415 - 1.025 = 2.390 \\ \text{Mittel} = 2.362 \end{array} \right.$						
4.	Beobachtete bleibende Verschiebung $\delta_b$ , demnach elastische Verschiebung: $(\delta_e) = \delta_t - \delta_b$							
	<b>4</b> $(\delta_e) = 2.307 - 0.210 = 2.097$							
	<b>3</b> Wegen Unverlässlichkeit der Beobachtungsergebnisse nicht in die Rechnung einbezogen.							
5.	<b>2</b> $(\delta_e) = 2.362 - 0.650 = 1.712$							
	Nach dem von Professor Brik gefundenen Gesetze rechnerisch bestimmte, wahrscheinlich eingetretene elastische Verschiebung $(\delta_e)$ bei den Belastungen $p_2, p_3, p_4, p_5$							
	<b>4</b> Allgemein ist: $\frac{p}{(\delta_e)} = \frac{p^1}{x}, \dots x = (p^1 : v)$ und da eine Entlastung nur bei $p_1$ stattfand, so ist das Verhältnis $\frac{p_1}{(\delta_e)} = v$ , wobei $(\delta_e) = (\delta_t - \delta_b)$ , daher $v = \frac{1.354}{(2.307 - 0.21)} = 0.645 \dots, [\delta_e] = \frac{p_n}{v}$ Wegen Unverlässlichkeit der Beobachtungsergebnisse nicht gerechnet.							
6.	<b>3</b> $v = \frac{1.354}{1.712} = 0.791, [\delta_e] = \frac{p_n}{v}$							
	Wahrscheinlich eingetretene bleibende Verschiebung $[\delta_b]$ bei den Belastungen $p_2, p_3, p_4, p_5$ , gebildet aus der totalen u. elastischen Verschiebung: $[\delta_b] = \delta_t - [\delta_e]$							
	Wegen Unverlässlichkeit der Beobachtungsergebnisse nicht in die Rechnung einbezogen							

Horizontale Verschiebungen „h“ an den Beobachtungsstellen: [2], [3], [4], hervorgerufen durch die in den Bogenpunkten 2, 3, 4, 5 und 6 durch die aufgebrachte Schienenbelastung erzeugten wirklichen Knotenlasten.

Post-Nr.	Größe der Knotenlasten und Maße der horizontalen Verschiebungen		Belastung, u. zw. reducirt auf die gleichförmig vertheilte Anfangsbelastung von $2p_0 = 3.15 \text{ t per m}$					Anmerkung
			$2p = 5.858$ $-3.150$ $2p = 2.708$ $p_1 = 1.354$	$2p = 6.807$ $-3.150$ $2p = 3.657$ $p_2 = 1.828$	$2p = 8.707$ $-3.150$ $2p = 5.557$ $p_3 = 2.778$	$2p = 10.399$ $-3.150$ $2p = 7.249$ $p_4 = 3.624$	$2p = 12.827$ $-3.150$ $2p = 9.677$ $p_5 = 4.838$	
1.	Knotenlasten $K$ in	den Bogenpunkten: 2, 3, 4, 5: $\dots K_n = 2.25 \times p_n \dots$ Tonnen dem Bogenpunkt 6 (Scheitel): $\frac{K_n}{2} \dots \dots \dots$ Tonnen	3 046	4.114	6.252	8.155	10.886	Belastungen nach Tabelle Nr. 15 Post 4, 7, 10, 12, 15
			1.523	2.057	3.126	4.078	5.443	
2.	Die auf den Tafeln XXIII u. XXIV für die Knotenlasten von 1 t grafisch ermittelte elastische Verschiebung $\times$ mit der Größe der wirklichen Knotenlasten: $h_e = \Sigma \omega \cdot H$ Für die Knotenlasten 1 ist die Verschiebung laut Plan: $+3.86 \text{ mm} - 0.36 \text{ mm}$ ; [4] demnach für die wirkliche Belastung: $h_e = \Sigma \omega \cdot K_n = \left[ \frac{3.86 \text{ mm} \times K_n}{2} - 0.36 \text{ mm} \times \frac{K_n}{2} \right]$ [3] Für die Knotenlasten 1 ist die Verschiebung: $+3.06 \text{ mm}$ ; demnach für die wirkliche Belastung: $h_e = \Sigma \omega \cdot K_n = [3.06 \times K_n]$ Für die Knotenlasten 1 ist die Verschiebung laut Plan: $+4.22 \text{ mm} + 0.36 \text{ mm}$ ; [2] demnach f. d. wirl. Belastung: $h_e = \Sigma \omega \cdot K_n = \left[ \frac{4.22 \text{ mm} \times K_n}{2} + 0.36 \times \frac{K_n}{2} \right]$		[+1.121]	+1.514	+2.301	+3.001	+4.006	+  Richtung der Verschiebung
			[+0.932]	+1.259	+1.913	+2.495	+3.331	
			[+1.340]	+1.810	+2.751	+3.588	+4.789	
3.	Beobachtete totale Verschiebung $h_t$ aus der Tabelle 15 abzüglich der Verschiebung zufolge der Anfangsbelastung $2p_0 = 3.150$ .		1.990—0.580=1.410 2.015—0.580=1.435 Mittel +1.422	2.560—0.580 +1.980	3.675—0.580 +3.095	4.860—0.580 +4.280	7.540—0.580 +6.960	Aus der Tabelle 15 entnommene Werthe, u. zw. sind diese die gemittelten Werthe zwischen den Ablesungen an beiden Trägern.
			1.565—0.465=1.100 1.585—0.465=1.120 Mittel +1.110	2.020—0.465 +1.555	2.880—0.465 +2.415	3.815—0.465 +3.350	5.925—0.465 +5.460	
			2.135—0.645=1.49 2.135—0.645=1.49 Mittel +1.490	2.675—0.645 +2.030	3.755—0.645 +3.110	5.010—0.645 +4.365	7.835—0.645 +7.190	
4.	Beobachtete bleibende Verschiebung $h_b$ , demnach elastische Verschiebung: $(h_e) = (h_t - h_b)$		+0.175 [+1.247]	—	—	—	—	
			+0.150 [+0.960]	—	—	—	—	
			+0.250 [+1.240]	—	—	—	—	
5.	Nach dem von Professor Brik gefundenen Gesetze für die Belastungen $p_2, p_3, p_4, p_5$ rechnerisch bestimmte, wahrscheinlich eingetretene elastische Verschiebung $[h_e]$ . (Siehe Post 5 Tab. I.)		—	+1.682	+2.558	+3.336	+4.464	
			—	+1.296	+1.970	+2.570	+3.430	
			—	+1.674	+2.544	+3.320	+4.430	
6.	Wahrscheinlich eingetretene bleibende Verschiebung $[h_b]$ bei den Belastungen $p_2, p_3, p_4, p_5$ gebildet aus der totalen und elastischen Verschiebung: $[h_b] = h_t - [h_e]$		—	+0.298	+0.537	+0.944	+2.496	
			—	+0.259	+0.445	+0.780	+2.030	
			—	+0.356	+0.566	+1.045	+2.760	

## VI. Schlussfolgerungen.

Referent: Prof. Joh. E. Briik.

### A. Die Ergebnisse der Versuche mit Gewölben von 23·0 m Lichtweite.

#### I. Allgemeine Uebersicht.

Zweck der beschriebenen Versuche war die Erforschung des thatsächlichen Verhaltens großer Gewölbe aus verschiedenem Material und bei verschiedener Constructionsart unter dem Einflusse stufenweise bis zum Bruche gesteigerter einseitiger Belastungen. Diese Versuche sollen eine sichere Grundlage schaffen für die Beurtheilung der statischen Verhältnisse gewölbter Brücken und sollen auch zum Prüfstein dienen für die Zuverlässigkeit der Gewölbetheorie.

Die Ergebnisse der in großartigem Maßstabe ausgeführten Versuche stützen sich sowohl auf die Untersuchung der Elasticität und Festigkeit der verwendeten Constructionsmaterialien, (Cap. IV.), als auch auf die folgenden Erhebungen:

1. Auf die Messung der durch die einzelnen, stufenweise gesteigerten Belastungen hervorgebrachten Deformationen der Gewölbe, d. i. die Messung der Verschiebungen einzelner Punkte der Bogenachse und der Widerlager im horizontalen und verticalen Sinne und auf die Messung der Verdrehungswinkel charakteristischer Querschnitte. Die Ergebnisse dieser Erhebungen wurden sowohl in Tabellen zusammengestellt, als auch graphisch zur Anschauung gebracht (Cap. III.)
2. Auf die Wahrnehmung des Eintrittes der ersten Brucherscheinungen und der dieselben bewirkenden Belastungen, sowie auf die Ermittlung der örtlichen Lage und der Gestaltung dieser und der bei fortgesetzten Belastungen hinzugekommenen Zerstörungen.
3. Auf die Ermittlung der Größe der den Zusammenbruch bewirkenden Belastung und auf die Feststellung der dabei aufgetretenen Erscheinungen. (Cap. IIb.)
4. Auf die theoretische Untersuchung und Berechnung der Spannungen an den Orten der gefährlichen Querschnitte der Versuchsgewölbe auf Grundlage der „Theorie der elastischen Bogenträger mit eingespannten Kämpfern“ beziehungsweise „mit Kämpfergelenken“, zum Zwecke der Vergleichung dieser Resultate mit den Ergebnissen des thatsächlichen Verhaltens der Versuchs-Objecte; ferner auf die Berechnung der Größe der Elasticitäts-Coefficienten der Gewölbeconstructions unter Einführung der durch die unmittelbaren Messungen erhaltenen verticalen und horizontalen Verschiebungen einzelner Punkte der Bogenachse. (Cap. V.)

Von größter Wichtigkeit für das Verhalten der untersuchten Gewölbe ist die Erhebung der Deformationen bei den einzelnen Belastungsstufen, weil die hiedurch gewonnenen Diagramme der Verschiebungen einzelner Punkte der Bogenachse ein deutliches Bild ergeben von dem mehr oder weniger scharf ausgeprägten Gesetze, nach welchem diese Deformationen mit den Belastungen im Zusammenhange stehen. Ebenso wichtig ist die Feststellung der Größe jener Belastung, nach welcher das Auftreten der ersten Risse erfolgt, denn diese Größe bietet einen Werthmesser für den überwundenen Widerstand der Cohäsion des Gewölbekörpers an den Rissstellen. Die Orte dieser ersten Risse bezeichnen in scharfer Weise die Lage der „gefährlichen Querschnitte“. Die Gestalt, Größe und der Verlauf der Risse geben Aufschluss über die Lage der Drucklinie an diesen Orten und ermöglichen es, einen Vergleich anzustellen zwischen diesem Ergebnisse und dem Resultate der theoretischen Untersuchung.

Die äußerste Grenze des Widerstandes der Gewölbeconstructions endlich wird durch jene Belastung gemessen, welche deren gänzlichen Zusammenbruch zur Folge hat; die ziffermäßige Größe dieser Belastung für verschiedene, mit einander

zu vergleichende Gewölbeconstructions kann unter Umständen maßgebend für den Werth dieser Constructions werden.

Außer diesen mit den statischen Verhältnissen im Zusammenhange stehenden Erhebungen, ergaben die Erscheinungen beim eintretenden Bruche, sowie beim gänzlichen Entlasten und beim Abräumen der gebrochenen Objecte sehr lehrreiche und interessante Wahrnehmungen. (Cap. IIb u. III.)

Die zur Anwendung gebrachte Methode der Beobachtung, sowie der Messung der Verschiebungen einzelner Punkte der Bogenachse kann, bei den vorhandenen Verhältnissen als zweckentsprechend und hinreichend genau bezeichnet werden; sie ermöglicht es, die Wege der totalen Verschiebungen zu verfolgen und daraus Schlussfolgerungen zu ziehen. Diese Methode ist jedoch nicht genau genug, um mit deren Hilfe das Gesetz des elastischen Verhaltens der geprüften Gewölbe zu ermitteln, bezw. dasselbe durch Zahlen zum Ausdruck zu bringen, denn wegen des bei wiederholt vorzunehmenden gänzlichen Entlastungen erforderlichen Aufwandes an Zeit und Kosten, musste es unterlassen werden, den Beginn und den Verlauf der „bleibenden“ Formveränderungen in die Beobachtungen einzubeziehen, so dass die „elastischen“ Formänderungen nicht ermittelt werden können.

#### II. Die Ergebnisse der Versuche im Besonderen.

Nach erfolgter Ausrüstung der Gewölbe, d. i. nach Senkung der Lehrgerüste, zeigten die vier Versuchsgewölbe verhältnismäßig nur sehr kleine verticale Senkungen.

Dieselben betrug am Bogenseitel:	
beim Bruchsteingewölbe	0·5 mm
„ Ziegelgewölbe	5·25 „
„ Betonbogen	0·60 „
„ Monierbogen	1·25 „

Die Widerlager erwiesen sich als nahezu unnachgiebig im horizontalen und verticalen Sinne; das Maximum dieser Verschiebungen wurde bei dem Ziegelgewölbe mit 0·5 mm, beim Monierbogen mit 0·8 mm erhoben.

Die Kämpferquerschnitte des Ziegelgewölbes und des Monierbogens verhielten sich fast wie eingespannt; dies konnte namentlich an den Kämpfern der belasteten Seite wahrgenommen werden, während die Libellen-Ablesungen für die Kämpfer der unbelasteten Seite Querschnittsverdrehungen ergaben.

Hiezu ist jedoch zu bemerken, daß die Winkel der Verdrehungen nicht unmittelbar in den Kämpferquerschnitten gemessen wurden, indem die Libellen-Apparate auf der unbelasteten Seite in einem, beiläufig 0·7 m von diesem Kämpfer entfernten Querschnitte, dagegen auf der belasteten Seite in größerer Nähe — etwa 0·1 m — vom eigentlichen Kämpferquerschnitte angebracht waren. Hiedurch wird es erklärlich, daß die Angaben der Ausschlagwinkel für den Kämpfer der belasteten Seite beim Ziegelgewölbe überhaupt und beim Monierbogen für die ersten Belastungsstufen Null aufwiesen, während die Angaben für den Kämpfer — oder richtiger gesagt — für einen etwa 0·7 m vom Kämpfer entfernten Querschnitt der unbelasteten Seite die gemessenen Verdrehungswinkel ergaben. Die Größe derselben an der Messungsstelle ist jedoch nicht unvereinbar mit der Annahme, daß auch auf dieser Seite die Kämpferquerschnitte sich nahezu als eingespannt verhielten.

Der Betonbogen ruhte in den Kämpfern auf zwischengelegten Asphaltfilzplatten auf. Sein Verhalten entsprach daher auch hinsichtlich der Verdrehungen der Kämpferquerschnitte einem Zustande, der zwischen dem eines Bogens mit Kämpfer-

gelenken und dem eines solchen mit eingespannten Kämpfern in der Mitte lag.

Die Gestaltänderungen der Gewölbeachsen unter den Versuchsbelastungen entsprechen im Allgemeinen den Formveränderungen der „elastischen Bogenträger“ bei diesen Belastungen.

Die Diagramme der Verschiebungen einzelner Punkte der Bogenachse zeigen im Allgemeinen für die ersten Belastungs-

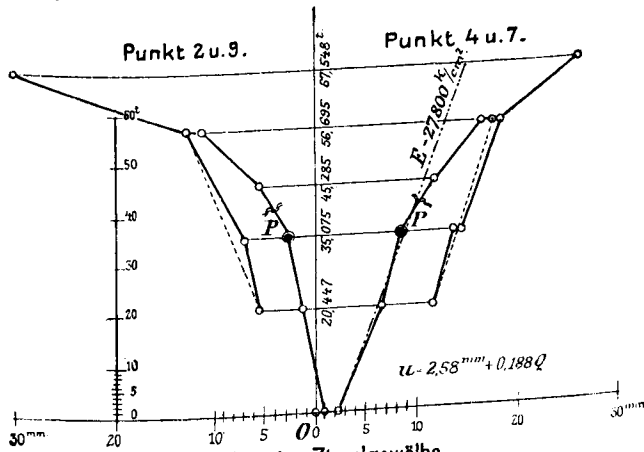


Fig. 1. Ziegelgewölbe.

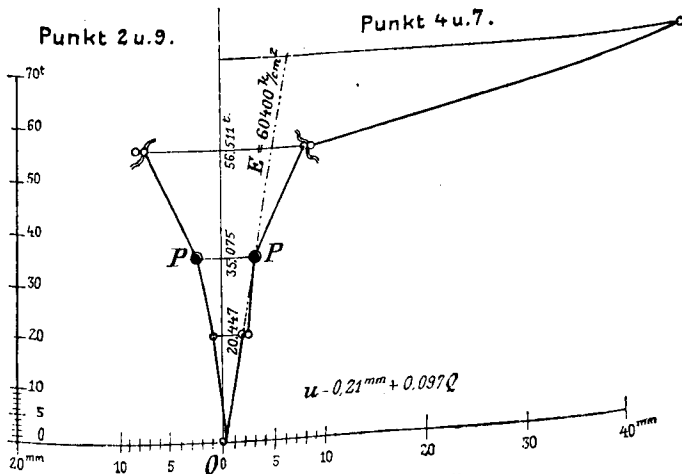


Fig. 2. Bruchsteingewölbe.

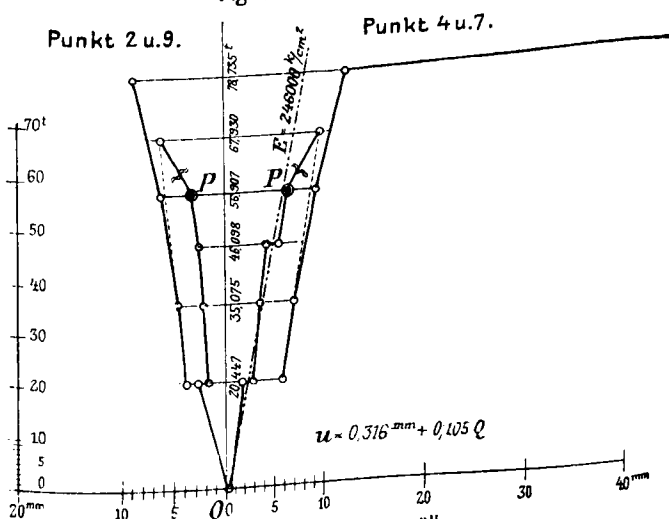


Fig. 3. Betongewölbe.

stufen eine von den Geraden wenig abweichende Gestaltung, welche auch im weiteren Verlaufe an die Diagramme von Metallwellen erinnert. Abweichend hiervon ist jedoch der bei den Gewölbeconstructions deutlich zum Ausdruck kommende Einfluss der Zeitdauer der Belastung, so zwar, daß die Stetigkeit der Diagramm-Curven an jenen Stellen, wo die constant erhaltene Belastung während längerer Zeit einwirkte, stufenweise Unterbrechungen aufweist.

Die dargestellten Diagramme lassen meist ziemlich deutlich die Grenzen erkennen, von welchen an die anfängliche Richtung der Curven sich zu ändern beginnt; es ist beachtenswerth, daß die diese Grenzen bezeichnenden Punkte in den Diagrammen der verticalen und horizontalen Verschiebungen, sowie in den Diagrammen der Verdrehungswinkel für alle ein und demselben Gewölbe angehörenden und beobachteten Orte unter der gleichen Belastung zum Vorscheine kamen.

Zur näheren Bestimmung dieser für die Theorie der Gewölbe wichtigen Verhältnisse hat der Berichterstatter außer den dem Cap. III. beigegebenen Diagrammen noch insbesondere die Diagramme der verticalen Verschiebungen des Punktes (4—7) näher in Untersuchung gezogen. In den nachstehend dargestellten Diagrammen der vier Versuchsgewölbe stellen die Ordinaten die

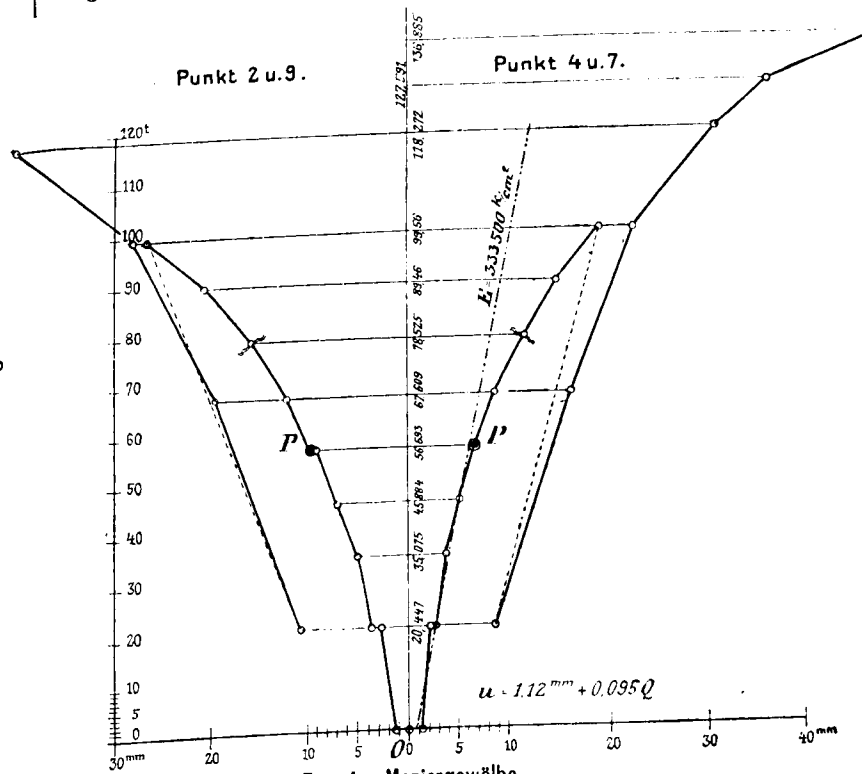


Fig. 4. Moniergewölbe.

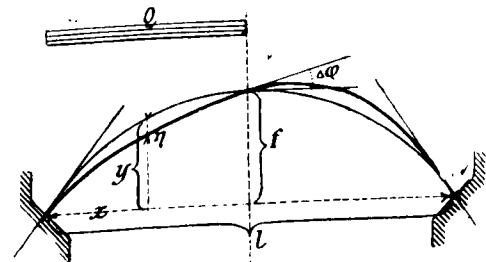


Fig. 5.

totalen Belastungen der einen Bogenhälfte, die zugehörigen Abscissen die verticalen Verschiebungen dar. Des Vergleiches halber wurden auch die verticalen Verschiebungen des symmetrisch zu (4—7) gelegenen Bogenpunktes (2—9) zur Darstellung gebracht.

Die Diagramme beginnen für die Versuchsbelastung Null mit der durch das Eigengewicht des Bogens hervorgerufenen, bzw. nach der Ausrüstung der Gewölbe erhobenen Einsenkung der Punkte (4—7) bzw. (2—9). Als Proportionalitätsgrenze nehmen wir jenen Punkt P im Diagramme an, von wo aus die Aenderung der anfänglichen Richtung der Diagramm-Curve merklich in's Auge fällt.

Indem wir nun für die zwischen Null und P befindlichen Belastungsintervalle einen geradlinigen Verlauf der Diagramme annehmen, bestimmen wir die Constanten der Gleichung dieser Geraden nach der Methode der kleinsten Quadrate und erhalten



hiemit einen wahrscheinlichen Ausdruck für das innerhalb jener Grenzen gültige Gesetz der Verschiebungen.

Die Gleichung dieser ausmittelnden Geraden sei:

$$u = a + k \cdot Q; \text{ wobei}$$

$a$  und  $k$  die zu suchenden Constanten und  $Q$  die Belastung einer Bogenhälfte bedeuten.

Für die Bestimmung der Constanten  $a$  und  $k$  dienen die bekannten Gleichungen:

$$a = \frac{\Sigma(Q)^2 \cdot \Sigma(\delta) - \Sigma(Q) \cdot \Sigma(Q\delta)}{n \Sigma(Q)^2 - [\Sigma(Q)]^2}$$

$$k = \frac{n \Sigma(Q\delta) - \Sigma(Q) \cdot \Sigma(\delta)}{n \Sigma(Q)^2 - [\Sigma(Q)]^2}, \text{ wo}$$

$\delta$  die durch  $Q$  hervorgerufenen verticalen Verschiebungen des Punktes (4—7) und  $n$  die Anzahl der Beobachtungen.

Hiernach ist:

#### a) Für das Bruchsteingewölbe.

Q Tonnen	$\delta$ mm	$Q\delta$	$Q^2$	$u$ mm	$(u-\delta)$ mm
0	0.10	0	0	0.21	+0.11
20.447	2.45	50.095	418.08	2.19	-0.26
35.075	3.45	121.009	1230.26	3.16	+0.16
$\Sigma Q = 55.522$	$\Sigma(\delta) = 6.00$	$\Sigma(Q\delta) = 171.104$	$\Sigma(Q)^2 = 1648.34$		

$$u = 0.21 \text{ mm} + 0.097 Q.$$

#### b) Für das Ziegelgewölbe.

Q Tonnen	$\delta$ mm	$Q\delta$	$Q^2$	$u$ mm	$(u-\delta)$ mm
0	2.35	0	0	2.58	+0.23
20.447	7.00	143.13	418.08	6.42	-0.58
35.075	8.85	310.41	1230.26	9.17	+0.32
$\Sigma(Q) = 55.522$	$\Sigma(\delta) = 18.20$	$\Sigma(Q\delta) = 453.54$	$\Sigma(Q)^2 = 1648.34$		

$$u = 2.58 \text{ mm} + 0.188 Q.$$

#### c) Für den Betonbogen.

Q Tonnen	$\delta$ mm	$Q\delta$	$Q^2$	$u$ mm	$(u-\delta)$ mm
0	0.25	0	0	0.32	+0.07
20.447	2.78	56.84	418.08	2.46	-0.32
35.075	3.70	129.78	1230.26	4.00	-0.30
46.098	5.08	234.18	2125.026	5.16	+0.08
56.907	6.45	367.05	3238.407	6.29	-0.16
$\Sigma(Q) = 158.527$	$\Sigma(\delta) = 18.26$	$\Sigma(Q\delta) = 787.85$	$\Sigma(Q)^2 = 7011.769$		

$$u = 0.316 \text{ mm} + 0.105 Q.$$

#### d) Für den Monierbogen.

Q Tonnen	$\delta$ mm	$Q\delta$	$Q^2$	$u$ mm	$(u-\delta)$ mm
0	1.40	0	0	1.12	-0.28
20.477	2.95	60.407	419.308	3.06	+0.11
35.075	4.00	140.300	1230.256	4.45	+0.45
45.884	5.35	245.479	2105.341	5.48	+0.13
56.693	6.95	394.016	3214.096	6.51	-0.44
$\Sigma(Q) = 158.129$	$\Sigma(\delta) = 20.65$	$\Sigma(Q\delta) = 840.202$	$\Sigma(Q)^2 = 6969.001$		

$$u = 1.12 \text{ mm} + 0.095 Q.$$

Die Kleinheit der Differenzen  $(u-\delta)$  lässt erkennen, daß im Hinblick auf die vorliegenden Verhältnisse und die hiebei erzielbare Genauigkeit der Beobachtungen das durch die

Gleichungen  $u$  ausgedrückte Gesetz nahezu ganz zutrifft und die erprobten Gewölbe bei Belastungen innerhalb der Proportionalitäts-Grenzen thatsächlich — und für die vorliegenden Verhältnisse genau genug — das gesetzmäßige Verhalten der Proportionalität von Belastung und Einsenkung gezeigt haben.

Obwohl die durch die Natur der Versuchsobjecte bedingte Methode der Messung der Formänderungen nicht jenen Grad von Genauigkeit geben konnte, welcher für die Berechnung der Größe des Elasticitäts-Coëfficienten nothwendig ist, so ist es doch wünschenswerth, hiefür zum mindesten einen rohen Näherungswert kennen zu lernen, um damit eine das Verhalten der verschiedenen Constructionsarten der Versuchsgewölbe charakterisierende Ziffer zu gewinnen. Es ist jedoch zunächst zu bemerken, daß die für einzelne Belastungsfälle unmittelbar erhaltenen Messungsergebnisse nicht ohne Weiteres in den Calcul zur Ermittlung eines Werthes, der das Gesetz der Formänderungen zum Ausdruck bringen soll, eingeführt werden dürfen, weil die denselben anhaftenden unvermeidlichen Beobachtungsfehler, bei den schon an und für sich sehr kleinen Formänderungen, die Resultate der Berechnung zu stark beeinflussen und das gesuchte es angemessen, zur Berechnung des Elasticitäts-Coëfficienten die das Gesetz der verticalen Verschiebungen ausdrückenden Gleichungen „ $u$ “ zu benützen. Doch ist zu erinnern, daß diese Gleichungen nur auf die totalen Verschiebungen innerhalb der Proportionalitäts-Grenzen Bezug haben und daß daher auch die mit Hilfe derselben berechneten Elasticitäts-Coëfficienten keinen Aufschluss über das elastische Verhalten der betreffenden Gewölbe zu geben vermögen.

In Anbetracht der Sachlage, insbesondere jedoch hinsichtlich des zu erreichenden Zieles scheint es angemessen, zur Berechnung dieser Coëfficienten eine Methode anzuwenden, die in einfacher und durchsichtiger Weise diese Näherungswerte zu ermitteln gestattet. Für den Bogenträger mit eingespannten Kämpfern Querschnitte ist die verticale Verschiebung  $\eta$  eines Punktes  $x/y$  belastung  $Q$ :

$$\eta = -\frac{1}{2} \frac{Ql}{Ebd} \cdot \frac{x}{l} \left\{ 1 - \left(\frac{x}{l}\right) + \frac{1}{8} \left(\frac{l}{d}\right)^2 \left(\frac{x}{l}\right) \left[ 3 - 10 \left(\frac{x}{l}\right) + 8 \left(\frac{x}{l}\right)^2 \right] - 2 \left(\frac{f}{l}\right)^2 \left[ 3 - 6 \left(\frac{x}{l}\right) + 4 \left(\frac{x}{l}\right)^2 \right] \right\} \text{ wobei}$$

$Q$  die gleichmäßig vertheilte Belastung einer Gewölbehälfte,

$l$  die Sehne der Bogenachse,

$f$  die Pfeilhöhe der Bogenachse,

$b$  die Breite des Gewölbes,

$d$  ein der Bogenstärke entsprechender Mittelwerth,

$E$  der Elasticitäts-Coëfficient der Bogenconstruction.

Für  $\left(\frac{x}{l}\right) = \frac{1}{4}$  wird insbesondere

$$\eta = -\frac{1}{256} \frac{Ql}{Ebd} \left[ 24 + \left(\frac{l}{d}\right)^2 - 112 \left(\frac{f}{l}\right)^2 \right]$$

und hieraus der absolute Zahlenwerth

$$E = \frac{1}{256} \frac{Ql}{b \cdot d \cdot \eta} \left[ 24 + \left(\frac{l}{d}\right)^2 - 112 \left(\frac{f}{l}\right)^2 \right]$$

Nachdem nun  $\eta$  die durch die bloße Versuchsbelastung  $Q$  erzeugte vertikale Verschiebung ist, so hat man aus der Gleichung  $u$  hiefür den Werth:

$$\eta = u - a = k Q \text{ zu setzen*).$$

Hiernach wird:

$$E = \frac{1}{256} \frac{l}{b \cdot d \cdot k} \left[ 24 + \left(\frac{l}{d}\right)^2 - 112 \left(\frac{f}{l}\right)^2 \right]$$

\*) Ueber die Bedeutung von  $a$  und  $k$  siehe vorige Seite.

Für  $d$  führen wir den Mittelwerth ein:

$$d = \frac{2d_o + d_k}{3}, \text{ wobei}$$

$d_o$  die Stärke am Scheitel  
 $d_k$  die Stärke am Kämpfer bedeuten.

In Anwendung auf die Gewölbe der Versuche ergibt sich:

a) Für das Bruchsteingewölbe:

$$l = 23.76 \text{ m}$$

$$f = 4.5 \text{ m}$$

$$b = 2.0 \text{ m}$$

$$d = \frac{2 \times 0.6 + 1.1}{3} = 0.77 \text{ m}$$

$$\left(\frac{l}{d}\right) = 30.85; \left(\frac{l}{d}\right)^2 = 951.7 \text{ m}$$

$$\left(\frac{f}{l}\right) = 0.189; \left(\frac{f}{l}\right)^2 = 0.0357 \text{ m}$$

$k = 0.097$  und auf Meter bezogen:

$$k = \frac{0.097}{1000}, \text{ womit}$$

$$E = 60400 \text{ kg/cm}^2.$$

b) Für das Ziegelgewölbe:

$$l = 23.76 \text{ m}$$

$$f = 4.5 \text{ m}$$

$$b = 2.0 \text{ m}$$

$$d = \frac{2 \times 0.6 + 1.2}{3} = 0.8 \text{ m}$$

$$\left(\frac{l}{d}\right) = 29.7; \left(\frac{l}{d}\right)^2 = 882.1$$

$$\left(\frac{f}{l}\right) = 0.189; \left(\frac{f}{l}\right)^2 = 0.0357$$

$$k = \frac{0.188}{1000}$$

$$E = 27800 \text{ kg/cm}^2.$$

c) Für den Betonbogen.

$$l = 23.46 \text{ m}$$

$$f = 4.7 \text{ m}$$

$$b = 2.0 \text{ m}$$

$$d = 0.7 \text{ m}$$

$$\left(\frac{l}{d}\right) = 33.5; \left(\frac{l}{d}\right)^2 = 1122.3$$

$$\left(\frac{f}{l}\right) = 0.2; \left(\frac{f}{l}\right)^2 = 0.04$$

$$k = \frac{0.105}{1000}; \text{ womit}$$

$$E = 71200 \text{ kg/cm}^2 \text{ sich ergibt.}$$

d) Für den Monierbogen:

$$l = 23.4 \text{ m}$$

$$f = 4.56 \text{ m}$$

$$b = 2.0 \text{ m}$$

$$d = \frac{2 \times 0.35 + 0.6}{3} = 0.43 \text{ m}$$

$$\left(\frac{l}{d}\right) = 54.4; \left(\frac{l}{d}\right)^2 = 2959.4$$

$$\left(\frac{f}{l}\right) = 0.195; \left(\frac{f}{l}\right)^2 = 0.038$$

$$k = \frac{0.095}{1000}; \text{ womit}$$

$$E = 333500 \text{ kg/cm}^2.$$

Berechnet man  $E$  noch für den Bogenträger mit Kämpfergelenken unter sonst gleich bleibenden Verhältnissen, so ergibt sich für  $\left(\frac{x}{l}\right) = \frac{1}{4}$ :

$$E = \frac{3 + 4\left(\frac{d}{l}\right)^2 \left[3 - \frac{55}{4}\left(\frac{f}{l}\right)^2\right]}{128 b \cdot k} \cdot \left(\frac{l}{d}\right)^3$$

und mit Bezug auf den Betonbogen:

$$E = 420800 \text{ kg/cm}^2$$

Der Betonbogen, dessen Kämpfer mit ebenen Flächen gegen die Widerlager gestützt waren, kann eigentlich weder als Bogen mit reibungslosen Kämpfergelenken noch als solcher mit eingespannten Kämpfern behandelt werden. Sein Verhalten wird einem Zustande entsprechen, der zwischen diesen Annahmen gelegen ist. Das arithmetische Mittel der für diese beiden Grenzfälle berechneten Elasticitäts-Coëfficienten würde ergeben:

$$E = 246000 \text{ kg/cm}^2.$$

Es ist dies ein Werth, der hinsichtlich der direct ermittelten Elasticitäts-Coëfficienten für die bei diesem Objecte verwendeten Betonarten ziemlich wahrscheinlich erscheint.

Zur weiteren Prüfung des Grades der Uebereinstimmung der beobachteten Deformationen mit jenen der theoretischen Berechnung, mögen noch die Verdrehungswinkel der Scheitel-Querschnitte unter der Wirkung der halbseitigen Belastungen  $Q$  ins Auge gefasst werden.

Für den elastischen Bogenträger mit eingespannten Kämpfern, constantem Rechteck-Querschnitte und flachparabolischer Bogenachse beträgt die Größe des Verdrehungswinkels im Scheitel-Querschnitte:  $\Delta \varphi = + \frac{1}{32} \frac{Q l^2}{E b d^3}$  wobei die früheren Bezeichnungen ihre Geltung behalten.

Man erhält insbesondere für das zweite Belastungs-Intervall:

$$Q = 35.075 - 20.447 = 14.628 \text{ t}$$

a) Für das Bruchsteingewölbe:

mit  $E = 604000 \text{ t/m}^2$ :

$$\Delta \varphi = + 0.00046 = + 0^\circ 1' 34.8'',$$

b) für das Ziegelgewölbe:

mit  $E = 278000 \text{ t/m}^2$ :

$$\Delta \varphi = + 0.000578 \\ = + 0^\circ 1' 59.2'',$$

c) für den Betonbogen:

mit  $E = 2460000 \text{ t/m}^2$ :

$$\Delta \varphi = + 0.000149 \\ = + 0^\circ 0' 30.7'',$$

d) für den Monierbogen:

mit  $E = 3335000 \text{ t/m}^2$ :

$$\Delta \varphi = + 0.00047 \\ = + 0^\circ 1' 37.2''.$$

Der Betonbogen, als Bogenträger mit Kämpfergelenken betrachtet, wird beim gleichen Belastungsintervalle für den Verdrehungswinkel des Scheitel-Querschnittes den doppelten Werth, wie bei eingespannten Kämpfern, d. i.

$$\Delta \varphi = + 0^\circ 1' 1.4''$$

ergeben. Das arithmetische Mittel aus beiden gibt:

$$\Delta \varphi = + 0^\circ 0' 46''.$$

In folgender Tabelle sind die beobachteten und berechneten Verdrehungswinkel der Scheitel-Querschnitte der Versuchsgewölbe für das Belastungsintervall  $Q = 14.63 \text{ t}$  eingetragen.

Gewölbeconstruction	$\Delta \varphi$		Differenz
	beobachtet	berechnet	
Bruchsteingewölbe ...	00 1' 30''	00 1' 34''	+ 00 0' 4.8''
Ziegelgewölbe .....	00 2' 22''	00 1' 59.2''	- 00 0' 22.8''
Betonbogen .....	00 0' 35''	00 0' 46''	+ 00 0' 11''
Monierbogen .....	00 1' 58''	00 1' 37.2''	- 00 0' 20.8''

Wenn auch diese Differenzen an und für sich außerordentlich klein sind, so betragen doch die relativen Abweichungen 5–24 % und durchschnittlich 17 %. In Anbetracht der obwaltenden Umstände können jedoch die erhaltenen Resultate immerhin als befriedigend angesehen werden.

Aus den Diagrammen ergeben sich die Proportionalitäts-Grenzen für die folgenden Belastungen:

- a) Beim Bruchsteingewölbe:  
 $Q = 35.075 \text{ t, d. i. } 1.53 \text{ t/m}^2$ ;
- b) beim Ziegelgewölbe:  
 $Q = 35.075 \text{ t, d. i. } 1.53 \text{ t/m}^2$ ;
- c) beim Betonbogen:  
 $Q = 56.907 \text{ t, d. i. } 2.47 \text{ t/m}^2$ ;
- d) beim Monierbogen:  
 $Q = 56.693 \text{ t, d. i. } 2.46 \text{ t/m}^2$ .

Nach Ueberschreitung dieser Belastungen traten bald die ersten Rissbildungen in Erscheinung. Die Größe dieser, als „kritische Belastung“ bezeichneten Grenze betrug:

- a) Beim Bruchsteingewölbe:  
 $Q = 56.511 \text{ t, d. i. } 2.45 \text{ t/m}^2$ ;
- b) beim Ziegelgewölbe:  
 $Q = 42.2 \text{ t, d. i. } 1.83 \text{ t/m}^2$ ;
- c) beim Betonbogen:  
 $Q = 63.25 \text{ t, d. i. } 2.75 \text{ t/m}^2$ ;
- d) beim Monierbogen:  
 $Q = 78.53 \text{ t, d. i. } 3.41 \text{ t/m}^2$ .

Auffallend erscheint, daß die verticalen Verschiebungen der symmetrisch gelegenen Punkte (4—7) und (2—9) bei derselben Belastung nicht von gleicher Größe sind, wie dies der Theorie nach der Fall sein sollte. Die Ursache hievon kann in dem Einflusse der verschiedenen Größe der „bleibenden“ Verschiebungen beider Punkte liegen.

Bezeichnet man nämlich mit:

$\delta_v$  die verticale Senkung des Punktes (4 u. 7) in Folge des Eigengewichtes;  
 $\delta_v'$  die verticale elastische Senkung desselben Punktes in Folge der Versuchslast,  
 $\delta_p$  die verticale bleibende Senkung dieses Punktes durch die Versuchslast;  
 so ist die totale verticale Verschiebung dieses Punktes:

$$\delta_t = \delta_v + \delta_v' + \delta_p \text{ und diesem analog für den Punkt (2, 9)}$$

$$\delta_t' = \delta_v' + \delta_v' + \delta_p'.$$

Die elastische Verschiebung ist demnach:

$$\delta_v' = \delta_t - \delta_v - \delta_p, \text{ bzw.}$$

$$\delta_v' = \delta_t' - \delta_v' - \delta_p'.$$

Die Differenz der elastischen Verschiebungen beider Punkte ist alsdann, absolut genommen:

$$(\delta_v - \delta_v') = (\delta_t - \delta_t') - (\delta_v + \delta_p) + (\delta_v' + \delta_p').$$

Bei dem Ziegelgewölbe, dem Beton- und dem Monierbogen wurden diese Gewölbe nach der erreichten Belastung 56.695 t, bzw. 67.93 t und 99.56 t bis auf die erste Belastungsstufe von 20.447 t entlastet, wobei die bleibenden Verschiebungen gemessen wurden. Ohne große Fehler zu begehen, können diese gemessenen bleibenden verticalen Verschiebungen in die obige Berechnung eingeführt werden und wir erhalten dann mit Berücksichtigung des Sinnes der vom Eigengewichte erzeugten Verschiebung:

Für das Ziegelgewölbe:

$$\delta_t = 17.95 \text{ mm}; \delta_v = 2.35 \text{ mm}; \delta_v + \delta_p = 12.05 \text{ mm}$$

$$\delta_t' = 12.75 \text{ mm}; \delta_v' = -0.90 \text{ mm}; \delta_p' = 5.45 \text{ mm}$$

$$(\delta_v - \delta_v') = 5.20 - 12.05 + 6.35 = -0.50 \text{ mm.}$$

Für den Betonbogen:

$$\delta_t = 9.55 \text{ mm}; \delta_v = 0.25 \text{ mm}; \delta_v + \delta_p = 5.85 \text{ mm}$$

$$\delta_t' = 6.50 \text{ mm}; \delta_v' = -0.10 \text{ mm}; \delta_p' = 3.40 \text{ mm}$$

$$(\delta_v - \delta_v') = 3.05 - 5.85 + 3.5 = +0.7 \text{ mm.}$$

Für den Monierbogen:

$$\delta_t = 19.45 \text{ mm}; \delta_v = 1.40 \text{ mm}; \delta_v + \delta_p = 8.95 \text{ mm}$$

$$\delta_t' = 26.15 \text{ mm}; \delta_v' = +1.3 \text{ mm}; \delta_v' + \delta_p' = 11.20 \text{ mm}$$

$$(\delta_v - \delta_v') = -6.70 - 8.95 + 11.20 = -4.45 \text{ mm.}$$

Beim Monierbogen, dessen Punkt (2—9) schon in Folge des Eigengewichtes eine Hebung von 1.3 mm zeigte, betrug die elastische Hebung dieses Punktes durch die Belastung von 99.56 t um 4.45 mm mehr als die Senkung des symmetrisch gelegenen Punktes (4—7).

Bei dem Ziegelgewölbe und dem Betonbogen dagegen ergab die Differenz der elastischen Verschiebungen dieser beiden Punkte nur 0.5, bzw. 0.7 mm. Mit Ausnahme des Monierbogens, dessen statische und elastische Verhältnisse überhaupt noch nicht völlig klar liegen, und bei welchem offenbar auch noch andere Umstände — die Sonnenbestrahlung der unbelasteten Seite — mitwirkten, kann für die beiden anderen Gewölbe der vorwiegende Einfluss der bleibenden Verschiebungen auf die Verschiedenheit der verticalen Verschiebungen der symmetrischen Punkte (4—7) und (2—9) als nachgewiesen angesehen werden.

Eine andere interessante Erscheinung besteht darin, daß nach wiederholter Belastung bei allen drei letztgenannten Gewölben nicht nur die „bleibenden“ Verschiebungen eine deutliche Zunahme erkennen lassen, sondern daß auch die Diagramme der neuen Belastungen eine gestrecktere Gestalt zeigen, welcher eine Hebung der Proportionalitäts-Grenze bis zur Höhe der vorherigen Endbelastung entspricht. Dieses Verhalten ist jenem ähnlich, das wiederholt beanspruchte Metallstäbe aufweisen. (Bauschinger's Versuche.)

Die Zeitdauer der Belastung ist von Einfluss auf die Größe der Verschiebungen; bei längerer Einwirkung der Versuchsbelastung konnte die Zunahme der Verschiebungs-Größe beobachtet und gemessen werden. Insbesondere bei dem Beton- und Monierbogen machte sich dieses Verhalten auffallend bemerkbar. Es kann nicht zweifelhaft sein, daß diesem Zuwachse der Verschiebungen die Bedeutung bleibender Formänderung zukommt.

Die ersten Risse traten auf beim Bruchsteingewölbe nahe dem neunten Meterstriche in beiden Gewölbehälften, sodann am Kämpfer der belasteten und endlich auf jenem der unbelasteten Seite; beim Ziegelgewölbe zwischen dem neunten und zehnten Meter beider Gewölbehälften, sodann nächst dem Kämpfer der belasteten Seite, schließlich auch am Kämpfer der unbelasteten Seite; beim Betonbogen zwischen dem siebenten und achten Meter der belasteten Seite, später auch am Kämpfer der unbelasteten Seite; beim Monierbogen zunächst am Kämpfer, dann zwischen dem achten und neunten Meter der unbelasteten Seite und zwischen dem achten und neunten Meter der belasteten Seite. Das Erscheinen der Risse erfolgte in allen Fällen ganz unmerklich, sanft, ohne Geräusch; die Diagramme zeigen trotz der Rissbildungen einen stetigen Verlauf. Bei den mit Fugen gemauerten Gewölben entstand die Rissbildung durch Ueberwindung des Widerstandes der Adhäsion der Mörtelbänder an den Wölbsteinen; bei dem Beton- und Monierbogen durch Ueberwindung des Zugwiderstandes des Betons.

Nach vorgenommener Entlastung bis zur ersten Belastungsstufe hoben sich die Gewölbe und schlossen sich die Risse. Bei erneuerter Belastung erschienen die Risse jedoch wieder vergrößerten sich und es kamen auch neue hinzu.

Bei den mit Fugen gemauerten Gewölben entwickelten sich die Risse längs der Lager-Fugen, während bei dem Beton- und Monierbogen die Risse unregelmäßig gestaltet waren, und bei zunehmender Belastung Verästelungen bildeten. Bei dem endlichen Zusammenbruche der Gewölbe legten sich unter allmählich zu-

nehmender Senkung und bei fortwährend größer werdenden Bruchfugen das Bruchstein-, das Ziegelgewölbe und der Monierbogen ruhig auf das unten befindliche Sicherheitsgerüste; der Betonbogen brach jedoch bei erreichter Bruchlast plötzlich zusammen.

Während des Zusammenbruches der Gewölbe traten zu den früher erwähnten Zerstörungen durch Ueberwindung des Adhäsions- bzw. Zugwiderstandes auch noch in Folge von Druck- bzw. Schubwirkungen weitere Zerstörungen des Materials in Gestalt von Faltungen, schalenförmigen Ablösungen und Abblätterungen hinzu.

Beim Entfernen der Belastung hob sich das Bruchstein- und Ziegelgewölbe wieder vom Sicherheitsgerüste ab, ohne jedoch die ursprüngliche Gestalt wieder vollständig zu gewinnen.

Hinsichtlich der bei Abräumung der Gewölbe gemachten Wahrnehmungen wird auf Capitel II. hingewiesen.

Die Ergebnisse der Versuche (Cap. IV.) über die Elasticität und Festigkeit von Betonkörpern von den Mischungsverhältnissen des Beton- und des Monierbogens sind die folgenden:

α) Stampfbeton des Betonbogens:  
Mischungsverhältnis (Raumtheile): 1 Portland-Cement : 3 Sand : 5 Schotter.

Zugfestigkeit =  $9.1 \text{ kg/cm}^2$   
Druckfestigkeit =  $107.5$  "  
für Zug :  $E = 98000$  "  
für Druck :  $E = 74100$  "

Mischungsverhältnis : 1 Portland-Cement : 2 Sand : 3 Schotter

Zugfestigkeit  $24.9 \text{ kg/cm}^2$   
Druckfestigkeit  $256$  "  
für Zug :  $E = 280000 \text{ kg/cm}^2$

Mischungsverhältnis : 1 Portland-Cement : 1 Sand : 1 Schotter

Zugfestigkeit :  $18.1 \text{ kg/cm}^2$   
Druckfestigkeit :  $152$  "  
für Zug :  $E = 250.500$  "

β) Beton des Monierbogens:

Mischungsverhältnis : 1 Portland-Cement : 3 Sand

Zugfestigkeit im Mittel =  $17.5 \text{ kg/cm}^2$   
Druckfestigkeit " " =  $229$  "  
für Zug :  $E = 418500 \text{ kg/cm}^2$  "  
für Druck :  $E = 347000$  "

Das Verhalten dieser Materialien wird in dem angezogenen Capitel, wie folgt, charakterisirt:

„Aus den mit Betonprismen durchgeführten Elasticitätsversuchen geht hervor, daß schon bei verhältnismäßig geringen Belastungen bleibende Längenänderungen eintreten.“

Die Gesamt-Längenänderungen sind sowohl bei Zug- als auch bei Druckbeanspruchungen den Belastungen nahezu proportional; die Versuchsergebnisse lassen aber nicht mit Bestimmtheit erkennen, ob diese Aenderungen gesetzmäßig vor sich gehen oder nicht. Ebenso lässt sich aus den Versuchsergebnissen nicht nachweisen, daß der Elasticitätsmodul für Zug von jenem für Druck verschieden sei.“

γ) Das Ziegelmaterial ergab für Druck den Mittelwerth der Druckfestigkeit mit  $203 \text{ kg/cm}^2$  und den Elasticitäts-Coëfficienten für Druck mit  $111000 \text{ kg/cm}^2$ .

δ) Würfel aus Mörtelstücken des Bruchsteingewölbes ergaben die Druckfestigkeit von  $78 \text{ kg/cm}^2$  im Mittel.

ε) Sandsteinwürfel vom Materiale des Bruchsteingewölbes wiesen die Druckfestigkeit von  $798 \text{ kg/cm}^2$  und den Elasticitäts-Coëfficienten für Druck mit  $173.600 \text{ kg/cm}^2$  im Mittel auf.

### III Zusammenfassung der Ergebnisse und Schlussfolgerungen.

1. Die Formveränderungen der Bogenachse der Versuchsgewölbe während der ersten Belastungsstufen wuchsen mit der Belastung nahezu im proportionalen Verhältnisse.

2. Nach Ueberschreitung gewisser Belastungsgrenzen, welche für die vier verschiedenen Gewölbeconstructions verschieden hoch lagen, entstanden meist an mehreren Orten der Gewölbe Risse, welche bei den mit Fugen gemauerten Gewölben durch Ueberwindung des Adhäsions-Widerstandes der Mörtelbänder, bei dem Beton- und Monierbogen durch Ueberwindung der Zugfestigkeit des Betons hervorgebracht worden sind.

Nach Berechnungen der Prof. Melan und Neumann für das Bruchstein-, bzw. das Ziegelgewölbe entsprach der Adhäsions-Widerstand einer zwischen  $6-9 \text{ kg/cm}^2$  betragenden Randspannung in den Bruchfugen und der Zugfestigkeit des Betons im Betonbogen einer solchen von etwa  $17 \text{ kg/cm}^2$ . Für den Monierbogen wurde vom Referenten unter Annahme eines ideellen gleichartigen Materials, die der Zugfestigkeit entsprechende Randspannung mit  $40-64 \text{ kg/cm}^2$  gefunden.

3. Das Entstehen der ersten Risse erfolgte unmerklich, sanft und ohne Begleitung von plötzlichen Formveränderungen der Bogenachse. Die Diagramme der Verschiebungen zeigten vor und nach den ersten Rissebildungen in der Regel keine Unterbrechung ihres stetigen Verlaufes.

Die Risse in den mit Fugen gemauerten Gewölben folgten dem Verlaufe der Lagerfugen und bildeten wirkliche „Bruchfugen“; in dem Beton- und Monierbogen war die Gestalt und Lage der Risse unregelmäßig und zweigte in Verästelungen aus. Nach Entlastung der Gewölbe schlossen sich die Risse mehr oder weniger vollständig; nach erneuter Belastung kamen dieselben jedoch sogleich wieder zum Vorschein, erweiterten sich, auch kamen neue hinzu. Erst während des Zusammenbruches der Gewölbe traten auch örtliche Zerstörungen des Materials durch Druck und Schubwirkung auf.

4. Die Orte der Rissebildungen befanden sich in den Strecken zwischen  $\frac{1}{4}$  und  $\frac{1}{3}$  bzw.  $\frac{2}{3}$  und  $\frac{3}{4}$  der Stützweite und an den Kämpfern. Sie entsprachen im Allgemeinen den Orten der nach theoretischen Untersuchungen ermittelten „gefährlichen“ Querschnitte.

5. Durch das Entstehen der ersten Risse war jedoch der volle Widerstand der Gewölbe noch nicht erschöpft: die Belastungen konnten mitunter noch sehr erheblich erhöht, bzw. nach Entlastung wiederholt und beträchtlich über jene „kritische“ Belastung gesteigert werden, bevor der vollständige Zusammenbruch erzielt wurde.

Nach Eintritt der Rissebildung ist nämlich in den betreffenden Querschnitten der Zugwiderstand bereits überwunden und es gelangt in deren zusammenhängendem Theile nunmehr bloß Druckwiderstand zur Wirkung. Bei weiteren Erhöhungen der Belastung wachsen die Deformationen rascher und die Drucklinie nähert sich mehr und mehr den gedrückten Kanten, wodurch die specifischen Pressungen daselbst immer mehr gesteigert werden und so lange anwachsen bis der Druck- bzw. Schub-Widerstand des Wölbmauerwerks erschöpft ist und in Folge der dadurch bewirkten örtlichen Zerstörungen der Zusammenbruch des ganzen Gewölbes erfolgt.

Nachstehende Tabelle enthält für die verschiedenen Versuchsgewölbe die Zusammenstellung der Belastungen für die Proportionalitäts-Grenzen, die „kritischen“ und die Bruchbelastungen.

Gewölbeconstruction	Belastung f. d. Proportion. Grenze	Kritische Belastung (erste Rissebildungen)	Bruchbelastung
Bruchsteingewölbe.....	$35.075 \text{ t}$ ( $1.53 \text{ t/m}^2$ )	$56.51 \text{ t}$ ( $2.457 \text{ t/m}^2$ )	$74.022 \text{ t}$ ( $3.218 \text{ t/m}^2$ )
Ziegelgewölbe.....	$35.075 \text{ t}$ ( $1.53 \text{ t/m}^2$ )	$42.2 \text{ t}$ ( $1.83 \text{ t/m}^2$ )	$67.548 \text{ t}$ ( $2.937 \text{ t/m}^2$ )
Betonbogen.....	$56.907 \text{ t}$ ( $2.474 \text{ t/m}^2$ )	$63.25 \text{ t}$ ( $2.75 \text{ t/m}^2$ )	$83.275 \text{ t}$ ( $3.619 \text{ t/m}^2$ )
Monierbogen.....	$56.693 \text{ t}$ ( $2.466 \text{ t/m}^2$ )	$78.53 \text{ t}$ ( $3.414 \text{ t/m}^2$ )	$146.12 \text{ t}$ ( $6.353 \text{ t/m}^2$ )

Man ersieht hieraus, daß die Bruchbelastung höher lag als die kritische Belastung, und zwar

beim Bruchsteingewölbe um	30%
„ Ziegelgewölbe . . .	59%
„ Betonbogen . . .	31%
„ Monierbogen . . .	86%

6. Aus der Gestalt der Diagramme der Verschiebungen, insbesondere jedoch auf Grund der angestellten Untersuchungen ergibt sich, daß für die ersten Belastungsstufen das Gesetz der Proportionalität von Belastung und Verschiebung nahe zutreffend ist.

Die Grenze, bis zu welcher dieses Gesetz Geltung hat, die „Proportionalitäts-Grenze“, konnte aus den Diagrammen ziemlich leicht bestimmt werden.

7. Für die mit Hilfe der verticalen Verschiebungen der Punkte (4—7) berechneten Elasticitäts-Coëfficienten der verschiedenen Versuchsgewölbe ergaben sich die folgenden Näherungswerte:

Für das Bruchsteingewölbe:

$$E = 60400 \text{ kg/cm}^2.$$

Für das Ziegelgewölbe:

$$E = 27800 \text{ kg/cm}^2.$$

Für den Betonbogen:

$$E = 246000 \text{ kg/cm}^2.$$

Für den Monierbogen:

$$E = 333500 \text{ kg/cm}^2.$$

Inwieferne durch diese Ziffern auch das Gesetz des „elastischen“ Verhaltens dieser Gewölbe zum Ausdrucke kommt, entzieht sich der Beurtheilung, weil nur die totalen Verschiebungen erhoben und in Rechnung gezogen wurden.

Die Anwendung dieser Elasticitäts-Coëfficienten auf die angenäherte Berechnung der Verdrehungswinkel der Scheitelquerschnitte aller Versuchsgewölbe für ein und dasselbe Belastungsintervall ergab eine befriedigende Uebereinstimmung mit den gemessenen Ausschlagwinkeln.

8. Auf Grundlage der „Theorie des elastischen Bogenträgers mit eingespannten Kämpfern“ wurden die Randspannungen der Kämpferquerschnitte und außerdem in den gefährlichen Querschnitten der Gewölbeschenkel für die Belastungen der Proportionalitäts-Grenze und für die kritischen Belastungen berechnet und sind die erhaltenen Resultate in der nachstehenden Tabelle zusammengestellt.

9. Alle Ergebnisse, insbesondere jedoch das nachgewiesene Gesetz der Proportionalität von Belastung und Formveränderung, führen zu dem Schlusse, daß die erprobten Gewölbe sich im Allgemeinen wie elastische Bogenträger verhalten haben. Es wird daher zutreffend sein, Gewölbe mit ähnlicher Gestalt und gleicher Ausführung wie die Versuchsgewölbe auf Grund der Theorie der „elastischen Bogenträger ohne Gelenke“ zu berechnen.

10. Die ausgeführten Versuche haben gezeigt, daß die ersten Rissebildungen immer durch Ueberwindung des Adhäsionswiderstandes des Mörtels, bzw. durch Ueberwindung des Zugwiderstandes des Betons, also im Allgemeinen durch Zugspannungen entstanden sind.

Die Schwäche der gewöhnlichen Gewölbeconstructions liegt daher in dem geringen Widerstande gegen Zugwirkungen. Dennoch beruht gerade in dieser Eigenschaft der hohe Grad der Sicherheit, den diese Gewölbebauten bieten. Durch dieselbe werden die Gewölbe vor plötzlichen, gefährdrohenden Ueberanstrengungen bewahrt, indem bei ungünstigster Wirkung äußerer Kräfte, der Temperatur und anderer schädlicher Einflüsse zunächst und allmählig der Adhäsionswiderstand in den gefährlichen Querschnitten der Gewölbe überwunden wird und daselbst nunmehr der diesen Widerstand — je nach Qualität des Mörtels — 12 bis 30 mal überwiegende Druckwiderstand allein zur Wirkung gelangt. Es ist ja bekannt, daß Gewölbeconstructions auch ohne Anwendung kittender Mörtelbänder Bestand haben.

Mittelst dieser Eigenschaft vermögen sich die Gewölbe gewissermaßen selbst zu reguliren, indem bei gefährlichen Anlässen die schwächste Seite ihres Widerstandes aufgegeben und dafür ihr größter Widerstand entfaltet und dem Angriffe wirksam entgegengesetzt werden kann.

Würden beispielsweise Zug- und Druckfestigkeit von gleicher Größe sein, so müsste beim Eintreten der ersten Brucherscheinung sofort der Einsturz des Bauwerkes erfolgen, denn es würde in demselben Augenblicke der Widerstand in dem Bruchquerschnitte gleichzeitig gänzlich überwunden werden. Jener wichtigen Eigenschaft ist es zu danken, daß die Gewölbebauten, welche zu den ältesten und bewährtesten Constructions gehören, den Einwirkungen der äußeren Kräfte und der Zeit Stand zu halten vermochten, obschon deren Erbauung oft noch aus einer Zeit stammt, wo entweder noch keine oder doch nur eine sehr fragwürdige Theorie das Entwerfen solcher Bauwerke erleichterte.

11. Obwohl die Versuche gezeigt haben, daß die Gewölbe in ihren gefährlichen Querschnitten auch Zugspannungen auf-

Tabelle der berechneten Randspannungen.

Gewölbeconstruction	Belastungen und Randspannungen für die Proportionalitäts-Grenze					Kritische Belastungen und Randspannungen					Bruchbelastung  Tonnen	Anmerkung
	Belastung  Tonnen	Randspannung in kg/cm <sup>2</sup>				Belastung  Tonnen	Randspannung in kg/cm <sup>2</sup>					
		unbelastete Seite		belastete Seite			unbelastete Seite		belastete Seite			
		Kämpfer	Gef. Quersch.	Gef. Quersch.	Kämpfer		Kämpfer	Gef. Quersch.	Gef. Quersch.	Kämpfer		
Bruchsteingewölbe	35·075 (1·53 t/m <sup>2</sup> )	+11·2	—3·4	+14·2	—5·4	56·511 (2·45 t/m <sup>2</sup> )	+17·0	—7·5	+20·8	—9·4	74·022 (3 218 t/m <sup>2</sup> )	Berechnet von Prof. Melan
Ziegelgewölbe	35·075 (1·53 t/m <sup>2</sup> )	+9·1	—2·5	+15·8	—4·7	42·2 (1·83 t/m <sup>2</sup> )	+10·9	—3·55	+18·0	—5·8	67·540 (2·937 t/m <sup>2</sup> )	Nach Berechnung des Prof. Neumann und durch Interpolation für die Zwischenbelastungen
Betonbogen	56·907 (2·47 t/m <sup>2</sup> )	—	—13·6	+28·8	—	63·25 (2·75 t/m <sup>2</sup> )	—	—15·4	+31·5	—	83·275 (3·619 t/m <sup>2</sup> )	Nach Berechnung des Prof. Melan als Mittelwerthe d. Resultate für den Bogentr. mit Kämpfergel. und einem solchen mit eingespannten Kämpfern. Interpolirt für Zwischenbelastungen.
Monierbogen	56·693 (2·46 t/m <sup>2</sup> )	+36·8	—37·0	+58·4	—30·3	78·525 (3·41 t/m <sup>2</sup> )	+51·2	—52·0	+78·0	—41·7	146·12 (6·353 t/m <sup>2</sup> )	Berechnet unter Annahme gleichartigen Materials u. als ideale Spannungen v. Refer.

zunehmen vermochten und gegen die Zulassung einer gewissen Größe solcher Spannungen wohl kein Einwand zu erheben ist, so ist es doch im Einklange mit den bisherigen Anschauungen rathsam, die Querschnitts-Abmessungen so zu treffen, daß bei den mit Fugen gemauerten Gewölben Zugspannungen überhaupt nicht oder nur in geringem Maße auftreten.

Die zulässige Inanspruchnahme auf Druck ist naturgemäß sowohl von der Qualität der Wölbesteine, als von jener des Mörtels abhängig. Es ist klar, daß von diesen Materialien hiebei jenes maßgebend sein wird, dessen Druckfestigkeit den kleineren Werth besitzt. Zuverlässige Anhaltspunkte können jedoch nur Druckversuche mit gemauerten Versuchskörpern von der Zusammensetzung und Beschaffenheit der auszuführenden Gewölbe bieten. Die Ziffer der zulässigen Inanspruchnahme wird dann nach Maßgabe der besonderen Verhältnisse unter Berücksichtigung aller zur Geltung kommenden schädlichen Einflüsse zu bestimmen sein.

Bei Brückengewölben größerer Spannweiten überwiegt der Einfluss des Eigengewichtes jenen der Verkehrsbelastung. Die dynamischen Wirkungen der Verkehrslasten überhaupt, insbesondere jedoch die horizontalen Seitenstöße, welche normal zur Bahnachse bei Eisenbahnbrücken die Gewölbe gerade in der Richtung ihres geringsten statischen Widerstandes treffen, finden in der großen Körpermasse weitgespannter Gewölbe den wirksamsten Widerstand. Fehler im Materiale und der Ausführung werden unter sonst gleichen Umständen bei großen Gewölben sich weniger schädlich als bei kleinen fühlbar machen, abgesehen davon, daß bei ersteren schon an und für sich eine größere Sorgfalt in der Auswahl des Materials und der Ausführung Platz zu greifen pflegt. Es werden daher unter sonst gleichen Umständen höhere Inanspruchnahmen des Materials bei großen Gewölben zulässig sein, als bei kleinen derartigen Objecten.

Hinsichtlich der Betonbogen unterliegt es keiner Frage, daß die Zugfestigkeit des Materials bei den Abmessungen des Querschnittes ausgenützt werden kann. Da die Festigkeit des Betons jedoch von der Qualität und dem Mischungsverhältnisse seiner Bestandtheile abhängig ist, so können nur die von Fall zu Fall auszuführenden Festigkeitsproben maßgebende Anhaltspunkte für die Inanspruchnahme desselben bieten.

Bei den Monierbogen, deren Eisen-Netze hauptsächlich zur Widerstandsäußerung gelangen, sind wohl die Verhältnisse noch nicht so weit geklärt, um die Vertheilung der inneren Spannungen in den Bogenquerschnitten durch eine zuverlässige Rechnung ermitteln zu können; doch haben die zur Anwendung gebrachten Berechnungsmethoden brauchbare und durch die Erfahrung erprobte Resultate ergeben.

12. Die Anwendung der Elasticitäts-Theorie ermöglicht es Brückengewölbe ohne Zuhilfenahme willkürlicher Annahmen zu berechnen. Zutreffend wird diese Anwendung allerdings nur dann sein können, wenn die Voraussetzungen der Theorie auch durch die Ausführung des Bauwerkes erfüllt werden. Es wird daher zu beachten sein, daß

1. die Widerlager im horizontalen und verticalen Sinne unnachgiebig sein müssen;
2. daß die Lehrgerüste ihre Form während des Gewölbebaues möglichst unverändert erhalten;
3. daß gutes Wölbungsmaterial, insbesondere vorzüglicher Mörtel, zur Verwendung gelange;
4. daß die Ausführung der Wölbung eine sorgfältige sei;
5. daß das geschlossene Gewölbe nicht früher gelüftet werde, bevor der Mörtel die genügende Festigkeit erreicht hat und endlich
6. daß die Senkung des Lehrgerüstes vorsichtig, gleichmäßig und langsam erfolge.

## B. Die Ergebnisse des Versuches mit dem eisernen Bogenträger von 23.0 m Stützweite.

Dieser Versuch hatte den Zweck, die Uebereinstimmung der theoretisch gewonnenen Resultate mit dem Verhalten von Bogenträgern bei halbseitigen, gleichmäßig vertheilten und stufenweise bis zum Bruche der Träger gesteigerten Belastungen zu erproben.

Die zu diesem Versuche bestimmten zwei, mittelst Quer- und Längsverbänden zu einem Trägerpaare vereinigten Bogenträger waren als steife, symmetrisch gestaltete Parabel-Polygonal-Sprengwerke mit Kämpfergelenken constructiv. Diese Anordnung, anstatt einer solchen mit continuirlich gekrümmter Bogenachse, wurde mit Rücksicht auf die einfachere Ausführung gewählt; doch mag nicht unerwähnt bleiben, daß die hierbei erforderlichen Knickungen der Gurtlamellen und Gurtwinkel an den Polygon-Ecken constructiv unvortheilhaft sind und daß in Folge der starren Ausbildung dieser Ecken bei den durch die Belastungen hervorgebrachten Deformationen secundäre Biegunspannungen entstehen.

Entsprechend den Abmessungen der großen Versuchs-Gewölbe wurde die Stützweite der Bogenträger mit 23.0 m und die Pfeilhöhe mit 4.556 m angeordnet.

Die Querschnitte der Bogenträger wurden so bemessen, daß die Tragfähigkeit des Trägerpaares bei einer Inanspruchnahme von 700 kg/cm<sup>2</sup> etwa 3.0 t pro lfd. Meter betrug; doch musste die Trägerhöhe so eingeschränkt werden, daß das für die Erprobung der Gewölbe verwendete eiserne Belastungsgerüste auch hier benutzt werden konnte. Das Tragvermögen des letzteren war daher auch maßgebend für die Bemessung der Größe der Bruchbelastung des Trägerpaares.

In Folge dieser Bedingungen erhielten die Bogenträger die geringe Höhe von 360 mm, d. i.  $\frac{1}{63.9}$  der Stützweite.

Der Materialaufwand zur Herstellung dieser Bogenträger

war daher verhältnismäßig groß und es ist mit Rücksicht auf die ungünstigen Constructions-Verhältnisse nicht statthaft, den wirthschaftlichen Werth von Bogenträgern im Allgemeinen nach dem Gewichtsaufwande dieser Versuchsträger zu beurtheilen.

### I. Die Formveränderung der Träger.

So wie bei den vorhergehend behandelten Versuchen stützten sich auch die Ergebnisse dieses Versuches auf die Messungen der verticalen und horizontalen Verschiebungen einzelner Punkte der Bogenachse und der Widerlager und auf die Messung der Verdrehungswinkel der in diesen Punkten gelegenen Querschnitte unter dem Einflusse der verschiedenen Belastungsstufen.

Die Tabelle 15 (S. 37) enthält die Zusammenstellung dieser Messungsergebnisse, welche überdies auf Tafel XVII in graphischer Darstellung zur Anschauung gebracht sind.

Nachstehend mögen noch besonders die Diagramme (Fig. 6) der verticalen und horizontalen Verschiebungen der Punkte (4—7) herausgegriffen werden, um mit Hilfe derselben das gesetzmäßige Verhältniß zwischen Belastung und Größe der Verschiebungen, so wie die Grenze der Giltigkeit desselben, die Proportionalitätsgrenze, zu bestimmen.

Unter Beibehaltung der im Vorhergehenden gebrauchten Bezeichnungen gilt für den geradlinigen Verlauf der Diagramm-Curven während der unteren Belastungsstufen die Gleichung  $u = a + k Q$ , deren Constanten  $a$  und  $k$  auf Grundlage der aus Tabelle Nr. 15 entnommenen Werthe nach der Methode der kleinsten Quadrate, wie im Vorhergehenden, berechnet werden sollen.

Für die verticalen Verschiebungen der Punkte (4—7) sind die bezüglichen Werthe in der folgenden Tabelle zusammengestellt.

e) Tabelle zur Berechnung der Constanten  $a$  und  $k$  für die verticalen Verschiebungen der Punkte (4—7).

$Q$ Tonnen	$\delta_v$ mm	$Q \cdot \delta_v$	$Q^2$	$u_v$ mm	$(u_v - \delta_v)$ mm
36·225	9·40	340·52	1312·25	9·25	— 0·15
56·454	26·60	1388·77	3187·05	26·62	+ 0·02
67·867	32·43	2184·71	4538·31	32·92	+ 0·49
78·281	41·60	3256·45	6127·76	41·21	— 0·39
Sa. = 238·327	108·03	7170·45	15165·37		

Hiermit berechnet sich

$$a = -18·28$$

$$k = 0·76$$

anderseits:

$$\frac{du_v}{dQ} = k$$

so daß sich ergibt:

$$k \cdot E = \frac{5}{6144} \frac{l^3}{J}$$

Im vorliegenden Falle ist:

$$l = 23·0 \text{ m}$$

$$J = 2 \times 0·00035 \text{ m}^4 = 0·0007 \text{ m}^4$$

daher

$$k \cdot E = 14142·8;$$

mit

$$k = \frac{0·76}{1000}$$

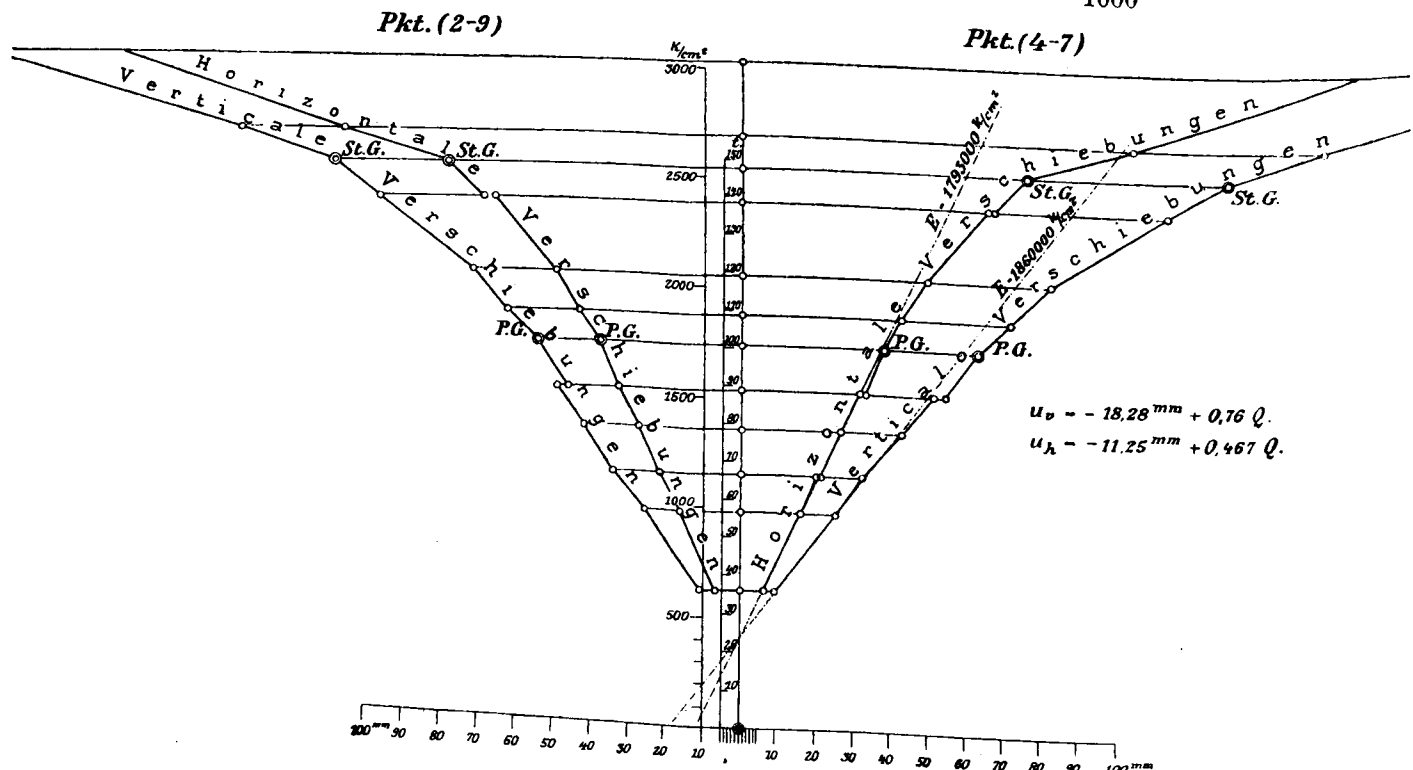


Fig. 6.

Die Gleichung der Geraden der totalen verticalen Verschiebungen der Punkte (4—7) ist somit:

$$u_v = -18·28 \text{ mm} + 0·76 Q_{(\text{ton})}$$

Für einen Bogenträger mit Kämpfergelenken von flach parabelförmiger Achse und constantem Querschnitte ist bei halbseitiger, gleichmäßig verteilter Belastung  $Q$  die verticale Verschiebung ( $\Delta y$ ) eines auf der belasteten Seite befindlichen Punktes ( $xy$ ) der Bogenachse:

$$\Delta y = \frac{Q l^3}{192 E \cdot J} \cdot \left( \frac{x}{l} \right) \left[ -1 + 8 \left( \frac{x}{l} \right)^2 - 8 \left( \frac{x}{l} \right)^3 \right]$$

wobei der im vorliegenden Falle belanglose Einfluss der Achsialkräfte außer Acht gelassen ist.

Für

$$\left( \frac{x}{l} \right) = \frac{1}{4}$$

wird:

$$\Delta y = u_v = \frac{5}{6144} \frac{Q l^3}{E \cdot J}$$

Innerhalb der Proportionalitäts-Grenze ist:

$$\frac{du_v}{dQ} = \frac{5}{6144} \frac{l^3}{E \cdot J}$$

erhält man

$$E = 1860000 \text{ kg/cm}^2.$$

Für die horizontalen Verschiebungen der Punkte (4—7) sei innerhalb der Proportionalitäts-Grenze

$$u_h = a_1 + k_1 Q.$$

Die Constanten  $a_1$  und  $k_1$  dieser Gleichung werden auf Grundlage der Werthe aus Tabelle 15, wie vorher, berechnet.

f) Tabelle zur Berechnung der Constanten  $a_1$  und  $k_1$  für die horizontalen Verschiebungen der Punkte (4—7).

$Q$ Tonnen	$\delta_h$ mm	$Q \cdot \delta_h$	$Q^2$	$u_h$ mm	$(u_h - \delta_h)$ mm
36·225	5·80	210·11	1312·25	5·67	— 0·03
56·454	15·05	849·63	3187·05	15·11	+ 0·06
67·867	19·90	1340·60	4538·31	20·21	+ 0·31
78·281	25·60	2003·99	6127·76	25·30	— 0·30
Sa. = 238·327	66·35	4404·33	15165·37		

Es ergibt sich:

$$a_1 = -11·25$$

$$k_1 = 0·467 \text{ und}$$

$$u_h = -11·25 \text{ mm} + 0·467 Q_{(\text{ton})}$$



Die horizontale Verschiebung eines auf der belasteten Seite befindlichen Punktes  $(xy)$  der Achse eines Bogenträgers, wie vorher, berechnet sich aus:

$$\Delta x = \frac{Q f l^2}{240 E \cdot J} \left( \frac{x}{l} \right) \left[ 5 - 5 \left( \frac{x}{l} \right) - 40 \left( \frac{x}{l} \right)^2 + 100 \left( \frac{x}{l} \right)^3 - 64 \left( \frac{x}{l} \right)^4 \right]$$

Für

$$\left( \frac{x}{l} \right) = \frac{1}{4} \text{ sei } \Delta x = u_h; \text{ daher:}$$

$$u_h = \frac{37}{15360} \frac{Q f l^2}{E \cdot J}.$$

Innerhalb der Proportionalitäts-Grenzen ist:

$$\frac{d u_h}{d Q} = \frac{37}{15360} \frac{f l^2}{E J}$$

und andererseits:

$$\frac{d u_h}{d Q} = k_1;$$

so daß sich ergibt:

$$E k_1 = \frac{37}{15360} \frac{f l^2}{J}.$$

Mit

$$l = 23.0 \text{ m}; f = 4.6 \text{ m};$$

$$J = 0.0007 \text{ m}^4$$

berechnet sich

$$E k_1 = 8373.8.$$

Mit

$$k_1 = \frac{0.467}{1000} \text{ wird}$$

$$E = 1793000 \text{ kg/cm}^2.$$

Die Differenz zwischen diesem und dem aus den verticalen Verschiebungen berechneten Werthe  $E$  beträgt nur 3.6% des letzteren. Diese Uebereinstimmung kann daher als eine sehr befriedigende bezeichnet werden.

Die Untersuchung von sechs, aus verschiedenen Orten dieser Bogenträger entnommenen Probestäben auf Elasticität und Festigkeit durch Herrn Prof. R. Böck ergab für den Elasticitäts-Coëfficienten Werthe von 2,080.000 bis 2,200.000  $\text{kg/cm}^2$  und durchschnittlich  $E = 2,145.000 \text{ kg/cm}^2$ .

Der Unterschied dieser Ergebnisse kann leicht mit dem Hinweise auf den Umstand erklärt werden, daß die unseren Berechnungen zu Grunde gelegten Verschiebungen die totale Größe derselben, also auch den Antheil der bleibenden Verschiebungen in sich enthalten. Letzterer ist jedoch, wie die nach der Belastung von 67.367 t bis zur ersten Belastungsstufe vorgenommene Entlastung zeigte, bedeutend genug, das Rechnungsergebnis für  $E$  in dem genannten Sinne zu beeinflussen.

Die Größe des Verdrehungswinkels der Kämpfer-Querschnitte berechnet sich unter den gemachten Voraussetzungen für das Belastungs-Intervall  $\Delta Q$  mit:

$$\Delta \alpha_0 = \frac{\Delta Q \cdot l^2}{192 E \cdot J}.$$

Für das Belastungs-Intervall von der ersten zur zweiten Stufe, d. i.

$$\Delta Q = 56.454 - 36.225 = 20.23 \text{ t}$$

und mit

$$E = 18,000.000 \text{ t/m}^2$$

wird

$$\Delta \alpha_0 = 0.0044; \\ = 15' 13.2''.$$

Die Messung ergab:

Am Kämpfer der belasteten Seite  $22' 0'' - 8' 45'' = 13' 15''$   
 " " unbelasteten "  $29' 0'' - 12' 0'' = 17' 0''$

Das arithmetische Mittel daher:

$$\Delta \alpha_0 = 15' 7.5''.$$

## II. Die Inanspruchnahme des Materials in den gefährlichen Querschnitten.

Unter der Wirkung der halbseitigen, gleichmäßig vertheilten Versuchsbelastung  $Q$  liegen die Orte der gefährlichen Querschnitte in  $\frac{1}{4}$  bzw.  $\frac{3}{4}$  der Stützweite.

Für diese Querschnitte sind die maximalen Momente

$$M = \pm \frac{1}{32} Q l;$$

und die Achsialkraft:

$$N = \frac{Q}{4} \sqrt{1 + \left( \frac{l}{2f} \right)^2}.$$

Von der geringfügigen Wirkung des Eigengewichtes auf die Inanspruchnahme des Materials abgesehen, erhält man für die Randspannungen des gefährlichen Querschnittes auf der belasteten Seite:

$$\sigma_0 = \frac{Q}{4F} \left[ \sqrt{1 + \left( \frac{l}{2f} \right)^2} + \frac{1}{16} \frac{lh}{\varsigma^2} \right]$$

$$\sigma_u = \frac{Q}{4F} \left[ \sqrt{1 + \left( \frac{l}{2f} \right)^2} - \frac{1}{16} \frac{lh}{\varsigma^2} \right]$$

und auf der unbelasteten Seite dagegen:

$$\sigma'_0 = \frac{Q}{4F} \left[ \sqrt{1 + \left( \frac{l}{2f} \right)^2} - \frac{1}{16} \frac{lh}{\varsigma^2} \right]$$

$$\sigma'_u = \frac{Q}{4F} \left[ \sqrt{1 + \left( \frac{l}{2f} \right)^2} + \frac{1}{16} \frac{lh}{\varsigma^2} \right]$$

wobei  $F$  die Querschnittsfläche,  $h$  die Trägerhöhe,  $\varsigma$  der Trägheitsradius des Querschnittes ist.

Im vorliegenden Falle ist:

$$\left( \frac{l}{f} \right) = 5; l = 23.0 \text{ m}; h = 0.368;$$

$$\left. \begin{aligned} F &= 0.0188 \text{ m}^2 \\ J &= 0.000427 \text{ m}^4 \end{aligned} \right\} \text{ (für den vollen Querschnitt)}$$

$$\varsigma^2 = \frac{J}{F} = 0.0227 \text{ m}^2 \text{ und damit}$$

$$\sigma_0 = + 345.6 Q = \sigma'_u$$

$$\sigma_u = - 274.0 Q = \sigma'_0.$$

$$\text{Für } Q = \frac{89.217}{2} = 44.6 \text{ t wird}$$

$$\sigma_0 = \sigma'_u = + 1540 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_u = \sigma'_0 = - 1220 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Für } f \cdot Q = \frac{100.13}{2} = 50.06 \text{ t:}$$

$$\sigma_0 = \sigma'_u = + 1730 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_u = \sigma'_0 = - 1370 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Für } Q = \frac{147.51}{2} = 73.75 \text{ t:}$$

$$\sigma_0 = \sigma'_u = + 2550 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_u = \sigma'_0 = - 2020 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Für } Q = \frac{175.48}{2} = 87.74 \text{ t}$$

$$\sigma_0 = \sigma'_u = + 3030 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_u = \sigma'_0 = - 2400 \text{ kg/cm}^2$$

Die Proportionalitäts-Grenze wurde, wie 13 dem Diagramme ersichtlich, durch eine Belastung von  $Q = 100$  aus

erreicht und entspricht dieser Belastung eine Anstrengung des Materials in der obersten, beziehungsweise untersten Schichte der gefährlichen Querschnitte von  $\sigma_o = \sigma_u = +1730 \text{ kg/cm}^2$ .

Die Stauch-Grenze, hervorgebracht durch die Belastung von

$$Q = 147.5 \text{ t}$$

entspricht der Maximal-Spannung von

$$\sigma_o = \sigma_u = 2550 \text{ kg/cm}^2.$$

Bei der Belastung von  $Q = 175.785 \text{ t}$  knickte der Untergurt der unbelasteten Seite seitlich aus; in der dem gefährlichen Querschnitte zunächst gelegenen Polygon-Ecke dieses Gurtes trat Falten- und Rissbildung der Gurtlamellen auf und deuteten diese Erscheinungen auf die vollständige Erschöpfung des Widerstandes dieses Trägers. Die Untersuchung des Trägermaterials auf seine Elasticität und Festigkeit ergab für die Elasticitäts-Grenze durchschnittlich den Werth von  $1770 \text{ kg/cm}^2$ , für die Zugfestigkeit  $3760$  bis  $4210 \text{ kg/cm}^2$  durchschnittlich  $4040 \text{ kg/cm}^2$  und für die Bruchdehnung:  $24.2\%$ .

### III. Zusammenfassung und Schlussfolgerungen.

1. Die durch unmittelbare Messungen erhobenen Verschiebungen einzelner Punkte der Bogenachse erwiesen für die ersten

Belastungsstufen die Giltigkeit des Proportionalitäts-Gesetzes zwischen Belastung und Verschiebung und bestätigten die auf Grund der Theorie des „elastischen Bogenträgers mit Kämpfergelenken“ berechneten diesbezüglichen Ergebnisse.

2. Die aus den Diagrammen der Verschiebungen entnommenen Belastungen für die Proportionalitäts-Grenze ergaben für die berechneten größten Randspannungen in den gefährlichen Querschnitten Werthe, welche mit den Ergebnissen der Festigkeits-Untersuchung an Probestäben aus dem Materiale der Träger in guter Uebereinstimmung stehen.
3. Das Widerstandsvermögen der Versuchsträger wurde durch eine Belastung erschöpft, für welche die berechneten größten Randspannungen der gefährlichen Querschnitte rund  $3000 \text{ kg/cm}^2$  betrugen. Hierbei gaben die Untergurte der unbelasteten Seite durch seitliches Ausknicken nach; die Gurtlamellen daselbst zeigten insbesondere zwischen den Nieten an den einspringenden Polygon-Ecken, zunächst dem gefährlichen Querschnitte, starke Faltenbildung.

Durch diese Ergebnisse finden die auf Grund der Theorie des „elastischen Bogenträgers mit Kämpfergelenken“ berechneten Resultate eine praktische Bestätigung, womit der beabsichtigte Zweck des Versuches erreicht worden ist.

## VII. Vorschläge in Betreff der Ausführung großer Gewölbe.

(Antragsteller: General-Directionsrath Ludwig Huss.)

### a) Statische Rechnung, Abmessungen, Inanspruchnahme und Sicherheits-Coëfficient.

Die Berechnung großer Gewölbe hat nach der Theorie der elastischen Bogenträger zu erfolgen, wobei es genügt, wenn zwei Belastungsfälle als die ungünstigsten angenommen werden, nämlich die Belastung der ganzen, und die Belastung der halben Spannweite. Die Vertheilung der Wirkungen großer centrirtter Verkehrslasten sowie der durch dieselben hervorgerufenen Stoßwirkungen auf die ganze Breite des Gewölbes ist durch die Einschaltung einer möglichst hohen Schotterschichte (bei Eisenbahnbrücken mindestens  $1.0 \text{ m}$  stark) zwischen dem Gewölbescheitel und der Fahrbahn-Oberfläche anzustreben.

Bei richtig ausgestalteten Gewölben (ausschließlich der Beton-Eisen-Constructions), bei welchen das Verhältnis der Pfeilhöhe  $h$  zur Spannweite  $l$  zwischen  $1:2$  und  $1:5$  liegt, empfiehlt es sich, bezüglich der Gewölbestärke  $d$  im Scheitel bei Eisenbahnbrücken und Straßenbrücken für schwere Lasten von den folgenden Annahmen auszugehen, und zwar bei  $l = 30 \text{ m}$   $d = 1.10$ ,  $l = 40 \text{ m}$   $d = 1.40$ ,  $l = 65 \text{ m}$   $d = 2.20$ ,  $l = 80 \text{ m}$   $d = 2.70$ ,  $l = 100 \text{ m}$   $d = 3.40$  und bei  $l = 120 \text{ m}$   $d = 4.10 \text{ m}$ . Die Stärke der Gewölbe am Kämpfer kann bei Segmentgewölben mit ungefähr  $1.5$ , bei Halbkreisgewölben mit  $1.7$  der Scheitelstärke angenommen werden.

Die geringste noch zulässige Breite der Gewölbe im Scheitel kann angenommen werden bei  $l = 30 \text{ m}$  mit  $2.4$ , bei  $40 \text{ m}$  mit  $3.0$ , bei  $65 \text{ m}$  mit  $4.5$ , bei  $80 \text{ m}$  mit  $5.6$ , bei  $100 \text{ m}$  mit  $7.0$  und bei  $120 \text{ m}$  mit  $8.6 \text{ m}$ ; es ist rathsam, bei geringer Brückenbreite die Gewölbebreite am Kämpfer entsprechend einem beiderseitigen Anzuge der Gewölbsstirne von etwa  $1:20$ , größer zu wählen.

Die zulässige Inanspruchnahme des Wölbmaterials auf Zug kann bei gefugtem Mauerwerke mit  $1$  bis  $2 \text{ kg}$  pro Quadrat-Centimeter, jene auf Druck kann bei Gewölben von  $30$  bis  $120 \text{ m}$  Spannweite, wachsend mit dieser, mit  $\frac{1}{10}$  bis  $\frac{1}{4}$  der Druckfestigkeit des Wölbmauerwerkes angenommen werden. Als Druckfestigkeit ist hierbei die Inanspruchnahme beim Eintritte der ersten Brüche an den Probekörpern verstanden.

Die bei den Brücken der Arlbergbahn\*) und der Linie Stanislaw-Woronienka\*\*) auftretenden, aus der nebenstehenden

Skizze (Fig. 1) ersichtlichen größten Druckspannungen stehen hiemit im Einklange.

Anbelangend die Druckfestigkeit von Mauerwerkskörpern ist zu bemerken, daß zu deren Beurtheilung bisher nur die Ergebnisse von Versuchen mit kleinen Mauerwerkskörpern (kurzen Prismen von  $10$  bis  $20 \text{ cm}$  Seitenlänge des rechteckigen Querschnittes) vorliegen. Diese Lücke auszufüllen, beabsichtigte der Gewölbe-Ausschuss des Oesterr. Ingenieur- und Architekten-Vereines, flache Gewölbe von  $12 \text{ m}$  Spannweite,  $2 \text{ m}$  Breite und gegen  $0.3 \text{ m}$  Scheitelstärke mit einer Pfeilhöhe von ungefähr  $1.0 \text{ m}$  auszuführen, und selbe durch gleichmäßig über das ganze Gewölbe aufgebraachte Lasten zum Bruche zu bringen. Leider

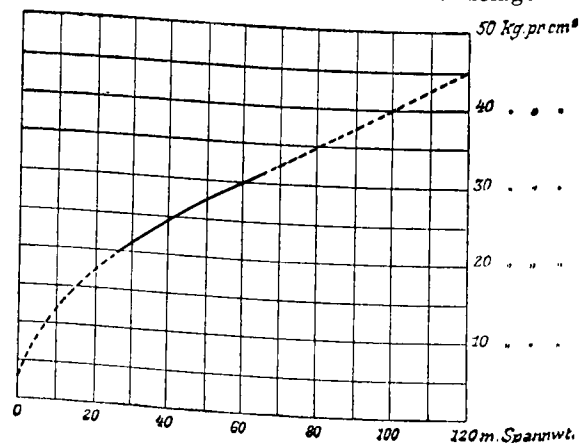


Fig. 1.

konnten diese Versuche nicht durchgeführt werden und besitzen wir auch noch immer keine Prüfungsanstalt, welche im Stande wäre, Mauerwerksprismen von etwa  $\frac{1}{4} \text{ m}^2$  Querschnitt zu zerbrechen, wie es nothwendig erscheint, um verlässliche Anhalte des Baues der Arlbergbahn vorgenommenen Druckversuche mit Mauerwerkskörpern (Zeitschrift des Oesterr. Ingenieur- und Architekten-Vereines 1882, Seite 5), dann auf die Versuche Professor Bauschinger's und die eingangs beschriebenen Proben des Gewölbe-Ausschusses zurückzugreifen.

Bei Anwendung von breiförmigem Mörtel aus einem Raumtheil Portland-Cement und  $3\frac{1}{2}$  Theilen Sand ergibt sich hienach die Druckfestigkeit bei dem ersten Anzeichen eingetretener Ueberanstrengung

\*) Zeitschr. d. Oesterr. Ing. u. Arch.-Ver. Jahrg. 1882, Heft I.

\*\*) Zeitschr. d. Oesterr. Ing. u. Arch.-Ver. Jahrg. 1893, Nr. 42.



**d) Kostenfrage.**

Die Ausführung von Gewölben setzt die geeigneten örtlichen Verhältnisse, überdies aber das Vorhandensein oder die Schaffung ganz zuverlässlich unnachgiebiger Widerlager voraus. Können diese Bedingungen nicht oder nur mit sehr großen Kosten erfüllt werden, so sind Gewölbe (und auch eiserne Bögen) überhaupt nicht am Platze und müssen Eisenconstructions anderer Bauweisen angewendet werden.

In den meisten übrigen Fällen aber werden gewölbte Brücken, welche auf Grund der vorstehenden Vorschläge ausgeführt werden, billiger zu stehen kommen, als Brücken mit eisernen Tragwerken, und nur bei Brücken mit mehr als 80 m Spannweite ergibt sich diesbezüglich der Nachtheil, daß eiserne Brücken mit bis zu etwa 140 m Spannweite anstandslos mit geringer Breite, Eisenbahnbrücken in der für nur ein Bahngleise nöthigen Breite ausgeführt werden können, während z. B. eine gewölbte Brücke von 120 m Spannweite schon aus Stabilitätsgründen die Breite für zwei Geleise erhalten muss.

Für die vom Oesterr. Ingenieur- und Architekten-Vereine ausgeführten Probegewölbe von 23 m Spannweite und den Eisenbogen zeigt die umstehende Tabelle, welche auf Wiener Preisen basirt, einen Kostenvergleich.

liegenden Belastungsfälle, in welchem das Anhaftvermögen des Mörtels am Stein ausschlaggebend ist, eben gar nicht zur Geltung kommen konnten, was auch Mitveranlassung war, daß der Ausschuss von der Vornahme von Zugversuchen mit diesem Materiale abging.

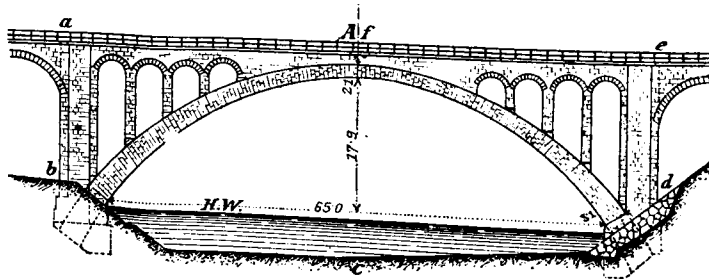
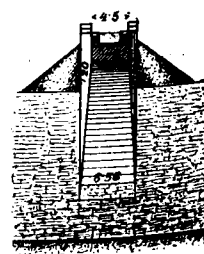


Fig. 3. Pruthbrücke bei Jaremce, eingleisig, 65.0 m Spw.



Querschnitt A.

Von einigem Interesse dürfte bezüglich der Kostenfrage ferner auch sein, daß die in Fig. 3 dargestellte 65 m weite eingleisige Eisenbahnbrücke bei Jaremce in Galizien\*) pro Quadratmeter der verbauten Thalprofilsfläche *a b c d e f* 41.3 fl. kostet und billiger ist, als ein eiserner Bogenträger sein würde. Als weiteres Beispiel in Betreff der Kostenfrage kann endlich die in Fig. 4 dargestellte doppelgleisige Eisenbahnbrücke von 120 m Spannweite gelten, deren Project genau nach den vorstehend

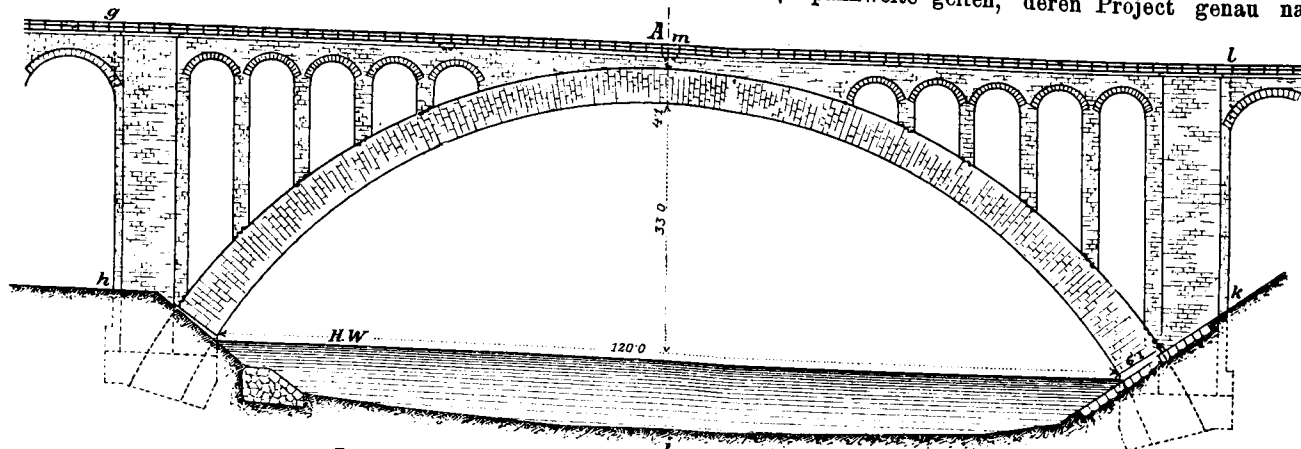
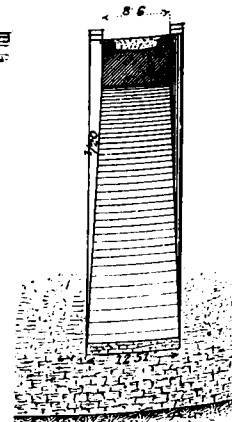


Fig. 4. Project einer zweigleisigen Eisenbahnbrücke von 120.0 m Spw.



Querschnitt A.

Im vorliegenden Falle sind hiernach die Ausführungen in Bruchstein, in Beton und in Monier-Bauweise die billigsten Lösungen, wobei jedoch darauf hingewiesen werden muss, dass der Bruch der Gewölbe durch einseitige Belastung und die ersten Rißbildungen jedesmal durch Ueberwindung der Zugfestigkeit des Wölbmaterials erfolgen.

Bei Beurtheilung der in den vorstehenden Tabellen angegebenen Zahlen ist jedoch zu beachten, dass die Vorzüge des Klinker- und Quader-Materials, welche im Wesentlichen in der größeren Druckfestigkeit, der größeren Bruchfestigkeit, bezw. der Unempfindlichkeit gegen äußere Angriffe bestehen, im vor-

gemachten Vorschlägen verfasst wurde, bezüglich welcher sich unter der Annahme der Preise der Brücke bei Jaremce, die Kosten pro Quadratmeter der verbauten Thalprofilsfläche *g h i k l m* mit 81.6 fl. ergeben, wenn der große Bogen in Quadermauerwerk ausgeführt würde, bezw. mit 70.6 fl., wenn hiezu künstliche Blöcke aus Bruchstein zur Anwendung gelangen. Wie bereits erwähnt wurde, könnte die mit letzterem Entwurfe behandelte Aufgabe auch als Eisenbogen für ein Geleise gelöst werden. Die Kosten würden dann nur 48.6 fl. pro Quadratmeter sein; für eine zweigleisige Bogenbrücke aber würden dieselben 81.3 fl. betragen.

## VIII. Finanzielle Gebahrung.

Referent: Baurath Franz Böck.

Wie bereits in der Einleitung des Berichtes erwähnt, sind dem Gewölbe-Ausschusse in Folge Aufrufes des Oesterreichischen Ingenieur- und Architekten-Vereines seitens der hohen Behörden, Eisenbahnverwaltungen, Bauunternehmungen und von Privaten in munificenter Weise die Mittel zur Verfügung gestellt worden, um die geplanten Versuche durchführen zu können.

Diese Beiträge wurden theils durch Baar-Einzahlungen, welche die bedeutende Summe von 19.712 fl. ausweisen, geleistet, theils haben in ausgiebigster Weise die vereinigten österr. Eisenwerke durch unentgeltliche Lieferung des zur Herstellung des 23.0 m weiten eisernen Bogens und des eisernen Belastungsgerüsts erforderlichen Eisenmaterials, theils durch kostenfreie Herstellungen,

durch unentgeltliche oder zu bedeutend ermäßigten Preisen erfolgte Beistellung von Baumaterialien, leihweise Ueberlassung von Belastungsmaterialien verschiedene Bahnverwaltungen, Firmen und sonstige Interessenten die Ausführung ermöglicht, wie dies im beiliegenden Verzeichnisse angeführt ist. Diese Leistungen entsprechen, geringe geschätzt, einen weiteren Beiträge von 21.000 fl.

Außer den Auslagen bei den Versuchen für die Hochbau- gewölbe, welche in Folge unentgeltlicher Herstellung der Widerlager und Belastungsproben und der Ausführung der verschiedenen Gewölbsysteme durch die betreffenden Firmen nur geringe Kosten

\*) Zeitschr. des Oesterr. Ing. und Arch.-Vereines 1893 Nr. 42 und 1894 Nr. 46.

verursachten, entfällt der größte Theil der Auslagen auf unter bedeutenden Schwierigkeiten hergestellte Sicherungsanlagen und die Ausführung der Versuche mit den 23·0 m weiten Probe-Objekten in Purkersdorf.

### Widmungen

durch Lieferung von Materialien und bewirkte Leistungen.

1. K. u. k. technisches Militär-Comité.  
Kostenfreie Ueberlassung des Grundes auf die ganze Versuchsdauer für die Durchführung der Hochbauversuche und Herstellung der photographischen Aufnahme der Versuche im Hochbau und Unterbau zu ermäßigtem Preise.

2. K. k. priv. Südbahn-Gesellschaft.  
Kostenfreie Ueberlassung der Versuchsstelle am Matzleinsdorfer Frachtenbahnhofe, Ueberlassung und Adaptirung der Widerlager für das 10·0 m weite Stampfbetongewölbe (bzw. Moniergewölbe) und unentgeltliche Beistellung des für die Erprobung der beiden Gewölbe erforderlichen Belastungsmateriales (circa 100 t Altschienen) auf Versuchsdauer.

3. K. k. Forst- und Domänen-Direction in Wien.  
Kostenfreie Ueberlassung des Grundes für die Durchführung der Purkersdorfer Versuchsbauten für die ganze Versuchsdauer.

4. K. k. General-Direction der österreichischen Staatsbahnen.

- a) Gewährung des gebührenfreien Transportes für sämtliche zu den Purkersdorfer Versuchsbauten bestimmten Materialsendungen auf den k. k. Staatsbahnlinien.
- b) Kostenfreie Beistellung des für die Erprobung der Purkersdorfer Versuchsobjecte erforderlichen Belastungsmateriales (255 t Altschienen) für die ganze Versuchsdauer.

5. Stadtbauamt der Commune Wien.  
Kostenfreie Durchführung der Cementproben (Normenproben) der bei den Versuchsbauten zur Verwendung gelangten Cemente und Anfertigung der Betonproben (Würfel und Prismen) bei dem 23·0 m weiten Stampfbeton und Moniergewölbe.

6. Rupert Böck, o. ö. Professor an der k. k. technischen Hochschule in Wien.

Kostenfreie Durchführung der Festigkeitsversuche mit Stein, Ziegel und Beton, desgleichen mit Eisen aus den 23·0 m weiten Bögen.

7. Vereinigte österreichische Eisenwerke,  
und zwar:

- a) Oesterreichische Alpine Montan-Gesellschaft;
- b) erzherzogliche Industrial-Verwaltung Teschen;
- c) Witkowitz Gewerkschaft und
- d) Prager Eisenindustrie-Gesellschaft.

Kostenfreie Beistellung des für das Belastungsgerüste und den eisernen Bogen erforderlichen Flusseisenmateriales zu den Purkersdorfer Versuchsbauten und zwar:

- a) für das Belastungsgerüst (Flusseisen) ..... 14.475 kg
- b) für den 23·0 m weiten eisernen Bogen:
  - Flusseisen ..... 3.940 "
  - Flussstahl ..... 34.042 kg

incl. Tragung der aus der Zustellung erwachsenen Transportspesen.

8. K. k. Hof-Eisenconstructions-Werkstätte und Brückenbau-Anstalt Ig. Gridlin in Wien.

Kostenfreie Anarbeitung und wiederholte Aufstellung und Abtragung des für die Purkersdorfer Versuchsbauten bestimmten eisernen Belastungsgerüsts, desgleichen kostenfreie Anarbeitung, Aufstellung und Abtragung der 23·0 m weiten eisernen Bogenbrücke gegen Ueberlassung des Altmateriales per circa 34 t. Kostenfreie Beistellung diverser gewalzter Träger, Unterlagsplatten, Rundschließen etc. für die Hochbauversuche, Ketten, sowie Kostenfreie Beistellung gewalzter Träger, Ketten, sowie eines Laufkrahnes und anderweitiger Behelfe für die Purkersdorfer Versuchsbauten etc. gegen seinerzeitige Rückstellung (leihweise zur Verfügung gestellt auf die ganze Versuchsdauer, circa zwei Jahre).

9. Union-Baugesellschaft in Wien.  
Kostenfreie Herstellung der Widerlager und der Ziegelgewölbe für die Hochbauversuche und Nachsicht der Kosten für

die bei der Durchführung der Belastungsversuche aufgewendeten Arbeitslöhne und Gerüstbeistellungen.

10. Sigmund Figdor, beh. ant. und beeid. Civil-Ingenieur und Bauunternehmer in Wien.  
Und zwar für die Purkersdorfer Versuchsbauten:

- a) Nachlass der Platzmiete für den Versuchsplatz, und zwar für die Zeit vom 13. October 1890 bis 24. December 1892;
- b) kostenfreie Beistellung der Werkzeuge und des anderweitigen Inventars während der ganzen Bauperiode;
- c) kostenfreie Beistellung von 60 m<sup>3</sup> Bruchsteinen für das 23·0 m weite Bruchsteingewölbe gegen seinerzeitige Rückstellung des Abbruchmateriales;
- d) Lieferung von 828 m<sup>3</sup> Bruchsteinen zum Selbstkostenpreise, und zwar für die Widerlager der Probegewölbe und die Sicherungsanlage;
- e) Nachsicht des Ersatzes des Materialwerthes des bei den Purkersdorfer Versuchsbauten in Verwendung genommenen Bausandes und Rieselschotters zusammen 288 m<sup>3</sup>.

11. Alois Fr. Pfeiffer, Ober-Ingenieur der k. k. General-Direction der österr. Staatsbahnen.

welcher sich als Mitglied des Gewölbe-Ausschusses neben seinen Berufsgeschäften der mühevollen Aufgabe unterzogen hatte, die gesammte Bauleitung und Versuchsdurchführung bei den 23·0 m weiten Probe-Objecten in Purkersdorf nach Maßgabe der ihm hierfür zur Verfügung gestandenen dienstfreien Zeit zu besorgen — hat in Anbetracht des gemeinnützigen Zweckes dieser Arbeiten auf jede Vergütung der ihm während der Dauer der Versuche hiedurch erwachsenen bedeutenden Auslagen für Wohnungsmiethe und für den Aufenthalt in dem genannten Orte in selbstloser Weise vollständig Verzicht geleistet.

12. Betonbau-Unternehmung Pittel & Brausewetter in Wien.

- a) Kostenfreie Herstellung des 10·0 m weiten Stampfbetongewölbes am Matzleinsdorfer Frachtenbahnhofe sammt Materialbeistellung und Tragung der Kosten für die Durchführung der Belastungsprobe;
- b) kostenfreie Herstellung der Hochbaugewölbe aus Stampfbeton sammt Materialbeistellung, und
- c) kostenfreie Herstellung des 23·0 m weiten Stampfbetongewölbes incl. Materialbeistellung und Tragung der Kosten für die Durchführung der Belastungsprobe bei diesem Gewölbe in Purkersdorf.

13. Betonbau-Unternehmung G. A. Wayß & Co. in Wien.

- a) Kostenfreie Herstellung des 10·0 m weiten Moniergewölbes am Matzleinsdorfer Frachtenbahnhofe sammt Materialbeistellung und Tragung der Kosten für die Durchführung der Belastungsprobe;
- b) kostenfreie Herstellung des 23·0 m weiten Moniergewölbes sammt Materialbeistellung und Tragung der Kosten für die Durchführung der Belastungsprobe in Purkersdorf und der Betongewölbe für die Hochbauversuche.

14. Anton Poschacher, Architekt und Steinbruchbesitzer in Wien.

Lieferung von zusammen ca. 34 m<sup>3</sup> Mauthausner Granit-Quadern zu sehr ermäßigten Preisen.

5. Wienerberger Ziegelfabriks- und Baugesellschaft in Wien.

Kostenfreie Beistellung von 15.500 Stück Handschlagziegeln für die Hochbauversuche;

- Beistellung zu ermäßigten Preisen
- a) von 15.000 Stück Pfeilerziegeln für das 23·0 m weite Ziegelgewölbe, und
- b) 1400 Stück Pfeilerziegeln für das 23·0 m weite Probegewölbe.

16. Cementwerk Hofmann & Co., Kirchdorf in Oberösterreich.

- a) Kostenfreie Beistellung von 3 Waggons à 10.000 kg Portland-Cement, und zwar 1 Waggon für die Hochbauversuche, 2 Waggons für die Purkersdorfer Versuche, und
- b) 2½ Waggons à 10.000 kg für die Purkersdorfer Versuche zu ermäßigten Preisen.

17. Perlmooser Actien-Ges. vorm. A. Saullich in Wien.  
Kostenfreie Beistellung von  $4\frac{1}{2}$  Waggon = 45.173 kg  
Kufsteiner Roman-Cement für die Sicherungsanlage in Purkersdorf.
18. Hermann Otte, Stadtzimmermeister in Wien.  
Beistellung des gesammten Holzmaterialies für die Purkers-  
dorfer Versuchsbauten zum Selbstkostenpreise gegen Rücknahme  
des erübrigten Holzmaterialies mit 70% des Anschaffungspreises,  
Nachsicht der Zuschläge für Aufsicht und Regie.
19. R. Ph. Wagner, Eisengießerei und Brücken-  
bau-Anstalt in Wien.  
Kostenfreie Beistellung des Belastungsmaterialies für die

Durchführung der Erprobung der Hochbau-Versuchsobjecte (circa 50 t Roheisenflossen) für die Versuchsdauer, leihweise Beistellung zweier Hebkranne für die Dauer von circa drei Wochen für die Purkersdorfer Versuchsbauten. Lieferung der Eisenformen für die Betonprobestücke.

20. Richard Fernau, Maschinenfabrik in Wien.  
Kostenfreie Herstellung und Lieferung der eisernen Einspann-  
Vorrichtungen für die Zugversuche.

21. Alois Kolb, k. k. Hofanstreicher in Wien.  
Kostenfreie Ausführung einer großen Aufschrifttafel für den  
Purkersdorfer Versuchsplatz.

**Zusammenstellung der Einnahmen und Ausgaben bei Ausführung der Probegewölbe.**

[illegible]



Nr. 32—1895.		ZEITSCHRIFT DES OESTERR. INGENIEUR- UND ARCHITECTEN-VEREINS									
Post Nr.	Einnahmen	Betrag				Post Nr.	Ausgaben	Betrag			
		Einzel		Zusammen				Einzel		Zusammen	
		fl.	kr.	fl.	kr.			fl.	kr.	fl.	kr.
	Transport . . . . .	17.180	—				Transport . . . . .	18.933	09		
34	Gottscheber, Schmils & Reichenberg, Bau- unternehmer. . . . .	15	—			6	Kraft & Sohn, Mechaniker. Für gelieferte Messapparate . . . . .	760	55		
35	Siemens & Halske, Fabrik für elektrische Beleuchtung. . . . .	100	—			7	K. u. k. technisches und admini- stratives Militär-Comité. Für photographische Aufnahmen bei den Versuchen mit den Hochbau- und Unter- baugewölben . . . . .	173	71		
36	Ganz & Co., Fabrik für elektrische Be- leuchtung in Budapest . . . . .	50	—			8	Bucek A. Lieferung von Matritzen für die Vervi- elfältigung der Zeichnungen für den eisernen Bogen und das eiserne Be- lastungsgerüst . . . . .	68	—		
37	Dehm & Olbricht, Stadtbaumeister in Wien . . . . .	50	—			9	Riehl Heinrich, Besitzer einer Lichtpause-Anstalt. Für gelieferte Lichtpausen . . . . .	24	77		
38	Stigler Alex., Stadtbaumeister in Wien .	10	—			10	Jost Friedrich, Lithographie und Steindruckerei. Für gelieferte Lithographien . . . . .	4	60		
39	Höhnel, Stadtbaumeister in Graz . . .	50	—			11	Mändl E., Buchdruckerei. Für gelieferte Drucksorten zu Kosten- anschlägen . . . . .	9	00		
40	Hofbauer A., Stadtbaumeister in Wien .	10	—			12	Garvens W., Pumpen- und Maschinen- fabrik. Lieferung von Pumpen und Inventar- Gegenständen . . . . .	37	25		
41	Abt Roman, Ingenieur in Luzern . . .	50	—			13	Wischeropp E. & To. C., Maschinen- fabrik. Lieferung eines Differenzial-Flaschenzuges	198	38		
42	Hornbostel, Carl Ritter von, k. k. Regie- rungsath . . . . .	25	—			14	Hutter & Schrantz, k. k. Hof- lieferanten. Lieferung von Sandwurfgittern . . . . .	9	50		
43	Kern Franz, Cementfabrikant in Wien .	100	—			15	Neuhold Leopold, Bauschlosser. Lieferung von Schrauben und Gerüst- klammern . . . . .	20	82		
44	Poschacher, Johann von, General-Direc- tionsrath . . . . .	10	—			16	Wienerberger Ziegelfabriks- und Baugesellschaft. Lieferung von Pfeilerziegeln zu ermäßigten Preisen für das 23 m weite Ziegel- gewölbe in Purkersdorf . . . . .	25	20		
45	Goldschmidt, Theodor Ritter von, k. k. Baurath, behördl. autor. Civil-Ingenieur	50	—			17	Firma Ig. Gridl, k. k. Hof-Schlosser und Eisenconstructions-Werkstätte. Vergütung für Abladegebühren . . . . .	15	40		
46	Flecher A. . . . .	2	—			18	Hauser Eduard, k. k. Hof-Stein- metzmeister. Herstellung von Würfeln für Druckver- suche . . . . .	8	40		
47	Dunz Johann, Ingenieur und Bauunter- nehmer . . . . .	10	—			19	Tauche J., Stadtbaumeister. Honorar für die Bauaufsicht für die Monate August bis December 1892 . . . . .	500	—		
48	Oesterreichischer Ingenieur- und Archi- tekten-Verein, Beitrag pro 1890, 1891, 1892, 1893 . . . . .	2.000	—	19.712	—	20	Diverse Ausgaben für schriftliche Ver- vielfältigungs-Arbeiten bei den Ver- suchsarbeiten in Purkersdorf . . . . .	160	—		
	A) Summe der Widmungen in baarem Golde . . . . .					21	Desgleichen für Räumungsarbeiten des Versuchsplatzes in Purkersdorf . . . . .	295	72		
	<b>B. Diverse Einnahmen.</b>						<b>Summe der Ausgaben</b> . . . . .			21.249	39
49	Erlös für bei den Versuchen mit den Hochbaugewölben rückgewonnene und verkaufte Baumaterialien . . . . .	46	60								
50	Erlös für von den Unterbaugewölben rückgewonnene und an die k. k. österr. Staatsbahnen verkaufte Baumaterialien	201	46								
51	Rückersatz der k. k. Staatsbahnen für aufgerechneten 20perc. Regiezuschlag	43	96								
52	Rückersatz der k. k. Staatsbahnen für Frachten . . . . .	74	05								
53	Rückersatz der Firma Pittel & Brause- wetter für ausgelegte Arbeitslöhne und ausgefolgtes Materiale . . . . .	286	80								
54	Rückersatz der Firma G. A. Wayß & Co. für ausgelegte Arbeitslöhne . . . . .	159	61								
55	Rückersatz von der Abrechnung der Firma Figdor . . . . .	100	—								
56	Conto Corrent-Zinsen pro 1890, 1891, 1892 (gutgebracht vom Oesterr. Ingenieur- u. Architekten-Verein) . . . . .	299	67								
57	Baare Einnahme durch Verkauf von rück- gewonnenen Baumaterialien und Requi- siten in Purkersdorf . . . . .	295	72	1.507	87						
	B) Summe der diversen Einnahmen . . . . .			29	52						
58	Saldo . . . . .			21.249	39						
	<b>Summe der Einnahmen</b> . . . . .										

13



# Anhang.

## A. Statische Berechnung des eisernen Bogenträgers mit Kämpfergelenken.

Von Inspector Oskar Meltzer.

Hiezu Tafel XXV.

Der Berechnung liegen folgende Voraussetzungen zu Grunde: Die Achse des Bogenträgers ist ein Polygonzug, dessen Ecken auf einer Parabel liegen, deren Parameter  $p = \frac{11.5^2}{4.556} = 29.0276 \text{ m}$  beträgt.

Hiebei ist die Stützweite des Bogenträgers  $l = 23 \text{ m}$  und der Pfeil des Bogens in der Achse  $f = 4.556 \text{ m}$ ; dieser Pfeil ist derart bestimmt, daß die programmgemäße lichte Pfeilhöhe  $f^1$  im Scheitel mit  $4.60 \text{ m}$  eingehalten ist. Die geometrische Anlage des Bogenträgers, sowie die für die Rechnung notwendigen Abmessungen desselben sind auf Tafel Nr. IX dargestellt. Die Entfernung der beiden Bogenträger beträgt in den Mitteln  $1.800 \text{ m}$ .

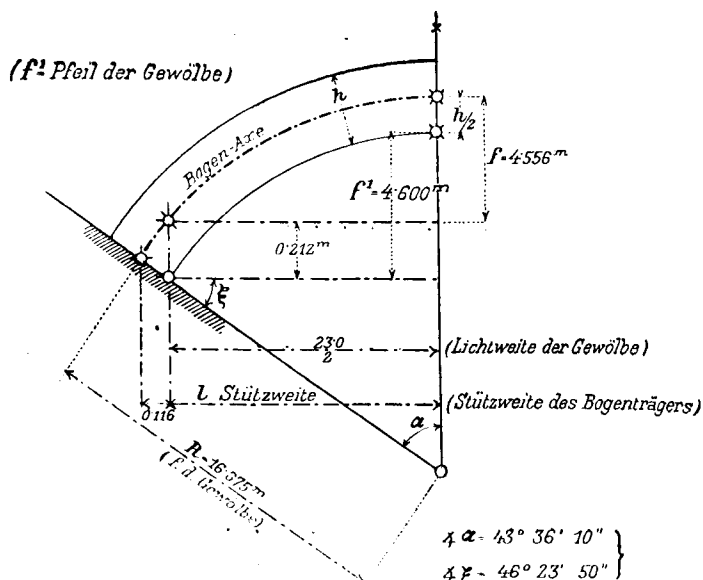


Fig. 1.

### Belastungs-Annahmen.

#### a) Eigengewicht.

Das Eigengewicht des Bogenträgers ist incl. der zwei Hauptträger, des Windverbandes und Querverbindungen nach Gewichtsansatz 12.131 kg (exclus. der in den Knoten +1 bis +6 aufgestellten Aufsätze, deren Gewichte in die einseitige Nutzlast einbezogen werden). Es beträgt daher das Eigengewicht per Meter und per Bogenträger

$$g = \frac{12131}{2 \times 23.0} = 263 \text{ kg, rund } g = 0.270 \text{ ton}$$

Es wird hiezu noch bemerkt, daß das Gewicht des für alle Versuche dienenden Belastungsgerüsts, sowie die Gewichte der Aufsätze in die einseitige Nutzlast einbezogen werden.

#### b) Einseitige Nutzlast (Schienengewichte).

Es werden die Untersuchungen durchgeführt für:

$p_1 = \frac{3.0}{2}$	Tonnen per Meter und „einen“ Träger
$p_2 = \frac{6.0}{2}$	„ „ „ „ „ „
$p_3 = \frac{9.0}{2}$	„ „ „ „ „ „
$p_4 = \frac{12.0}{2}$	„ „ „ „ „ „
$p_5 = \frac{15.0}{2}$	„ „ „ „ „ „

$$p_6 = \frac{17.0}{2} \text{ Tonnen per Meter und „einen“ Träger}$$

$$p_7 = \frac{18.0}{2} \text{ „ „ „ „ „ „}$$

Einheiten: Länge = Meter  $m$   
 Kräfte = Tonnen  $t$   
 Momente = Tonnen-Meter  $t/m$   
 Achsialkräfte = Tonnen  
 Spezifische Spannungen =  $kg \text{ per } cm^2$

### Bestimmungen des Horizontalschubes „ $H$ “.

Allgemein ist (ohne Rücksicht auf Temperatur-Änderungen) für eine Einzelast  $P = 1$  der Horizontalschub (nach Prof. Melan und Müller-Breslau)

$$H = \frac{\int_0^1 M^1 \frac{y \cdot dx}{J}}{\int_0^1 y^2 \frac{dx}{J} + \frac{u}{F_0}} \quad \dots \dots \dots 1)$$

wobei  $M^1$  = Biegemoment für den einfachen Träger, u. zw. für  $P = 1$ , also für  $H = 0$ ;  $J$  = das mit  $\cos \varphi$  multiplizierte Trägheitsmoment des Bogenquerschnittes, bezogen auf die wagrechte Schwerachse;  $F_0$  = mittlere Querschnittsfläche des ganzen Bogens;  $u$  = Länge der Bogenachse bedeutet.

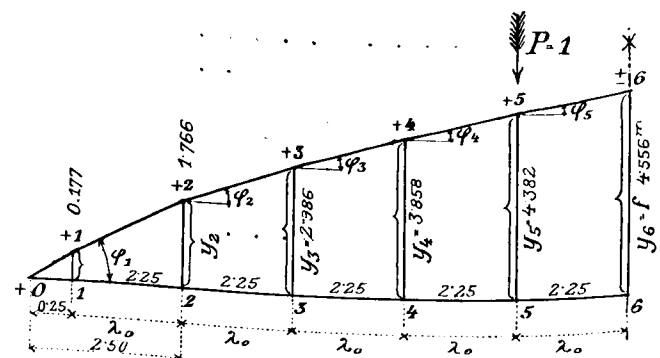


Fig. 2.

Ist das Trägheitsmoment des Bogenquerschnittes innerhalb der Feldlängen „ $\lambda$ “ constant, so können die bestimmten Integrale in vorstehender Formel 1) in Summengrößen verwandelt werden.

Es ist  $J = J_1 \cdot \cos \varphi$  und wenn „ $\lambda_0$ “ eine mittlere Feldlänge und „ $J_0$ “ ein mittleres  $J$  bezeichnet:

$$\left. \begin{aligned} \int_0^1 \frac{M^1 \cdot y}{J} \cdot dx &= \frac{\lambda_0}{J_0} \cdot \sum_0^1 M_{m^1} \cdot v_m \\ \int_0^1 \frac{y^2}{J} \cdot dx &= \frac{\lambda_0}{J_0} \cdot \sum_0^1 y_m \cdot v_m \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots 2)$$

wobei

$$v_m = \frac{\lambda_m}{6 \lambda_0} \cdot \frac{J_0}{J_m} [2 y_m + y_{(m-1)}] + \frac{\lambda_{(m+1)}}{6 \lambda_0} \cdot \frac{J_0}{J_{(m+1)}} [2 y_m + y_{(m+1)}] \quad \dots \dots \dots 3)$$

ist.

Für eine Einzelast (in einem Knoten)  $P = 1$  folgt daraus:

$$H = \frac{\sum_0^1 M_{m^1} \cdot v_m}{\sum_0^1 y_m \cdot v_m + \frac{J_0}{F} \cdot \frac{u}{\lambda_0}} = \frac{M_v}{\sum_0^1 y_m \cdot v_m + \frac{J_0}{F} \cdot \frac{u}{\lambda_0}} \quad \dots \dots \dots 4)$$

Hiebei ist  $\sum_0^1 M_{m^1} \cdot v_m = M_v$ .

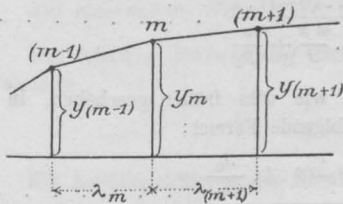


Fig. 3.

Die mittlere Querschnittsfläche  $F_0$  berechnet sich aus

$$\frac{u}{F_0} = \int_0^u \frac{du}{dF} = \frac{u_1}{F_1} + \frac{u_2}{F_2} + \frac{u_3}{F_3} + \dots \quad 5)$$

worin  $u_1, u_2$  etc. die Längen der einzelnen Bogenstücke; ferner  $F_1, F_2$  etc. die mittleren Querschnitte der einzelnen Bogenstücke, und „ $u$ “ die Gesamtbogenlänge bezeichnen.

In Formel 3) bedeutet  $J_m$  ... das Trägheitsmoment des Bogen-theiles  $(m-1)$ , ferner  $J_{(m+1)}$  das Trägheitsmoment des Bogen-theiles  $m \cdot (m+1)$ .

Aus der Materialvertheilung (Tafel IX) ist folgende Querschnitts-austheilung zu entnehmen:

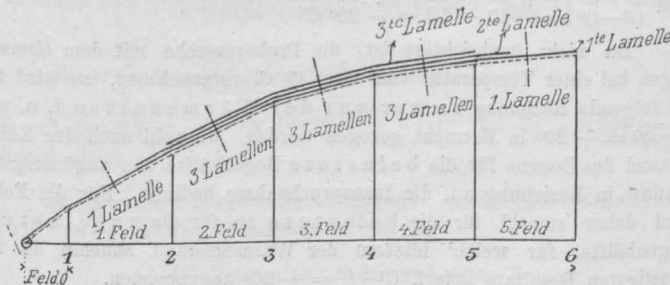


Fig. 4.

Die Querschnitte in den einzelnen Feldern sind folgende:

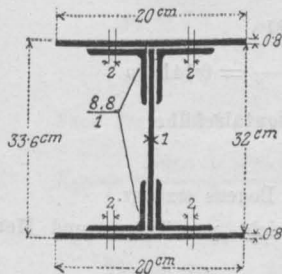


Fig. 5a.

Der Bruttoquerschnitt  $F_2 = 156 \text{ cm}^2$ ,  
der Nettoquerschnitt  $F_2^1 = 135.2 \text{ cm}^2$ ,  
das Trägheitsmoment vom Brutto-  
querschnitt

$$J_2^1 = 32.315.7 \text{ cm}^4$$

das Trägheitsmoment vom Netto-  
querschnitt

$$(J_2^1) = 26.777.7 \text{ cm}^4.$$

Der Bruttoquerschnitt  $F_1 = 124.0 \text{ cm}^2$ ,  
der Nettoquerschnitt  $F_1^1 = 109.6 \text{ cm}^2$ ,  
das Trägheitsmoment vom Brutto-  
querschnitt bezogen auf die hori-  
zontale Schwerachse

$$J_1^1 = 22.847.8 \text{ cm}^4,$$

das Trägheitsmoment vom Netto-  
querschnitt

$$(J_1^1) = 19.202.8 \text{ cm}^4.$$

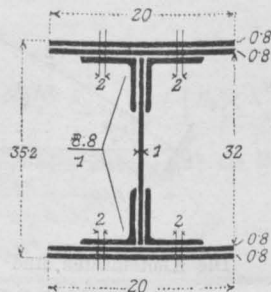


Fig. 5b.

Berechnung der Werthe für „ $V_m$ “.

Es ist nach Gleichung 3)  $v_m = \frac{\lambda_m}{6 \lambda_0} \cdot \frac{J_0}{J_m} \cdot (2 y_m + y_{m-1}) + \frac{\lambda_{m+1}}{6 \lambda_0} \cdot \frac{J_0}{J_{(m+1)}} (2 y_m + y_{m+1})$ , wobei  $\lambda_0 = \text{mittl. Feldweite} = 2.300 \text{ m} = \left(\frac{11.50}{5}\right)$

$$V_2 = \frac{2.50}{6 \times 2.30} \cdot \frac{0.000350}{0.000186} (2 \times 1.766) + \frac{2.25}{6 \times 2.30} \cdot \frac{0.000350}{0.000375} (2 \times 1.766 + 2.986) = 2.1159$$

$$V_3 = \frac{2.25}{6 \times 2.30} \cdot \frac{0.000350}{0.000375} (2 \times 2.986 + 1.766) + \frac{2.25}{6 \times 2.30} \cdot \frac{0.000350}{0.000398} (2 \times 2.986 + 3.858) = 2.4929$$

$$V_4 = \frac{2.25}{6 \times 2.30} \cdot \frac{0.000350}{0.000398} (2 \times 3.858 + 2.986) + \frac{2.25}{6 \times 2.30} \cdot \frac{0.000350}{0.000416} (2 \times 3.858 + 4.556) = 3.0780$$

$$V_5 = \frac{2.25}{6 \times 2.30} \cdot \frac{0.000350}{0.000416} (2 \times 4.556 + 3.858) + \frac{2.25}{6 \times 2.30} \cdot \frac{0.000350}{0.000227} (2 \times 4.556 + 4.556) = 4.8718$$

$$V_6 = \left[ \frac{2.25}{6 \times 2.30} \cdot \frac{0.000350}{0.000227} (2 \times 4.556 + 4.382) \right] \times 2 = 2 \times 3.2696 = 6.5392;$$

Der mittlere Querschnitt in den  
Feldern 2, 3, 4.

Der Bruttoquerschnitt  $F_3 = 188 \text{ cm}^2$ ,  
der Nettoquerschnitt  $F_3^1 = 160.8 \text{ cm}^2$ ,  
das Trägheitsmoment vom Brutto-  
querschnitt

$$J_3^1 = 42.705.5 \text{ cm}^4$$

das Trägheitsmoment vom Netto-  
querschnitt

$$(J_3^1) = 35.073.4 \text{ cm}^4.$$

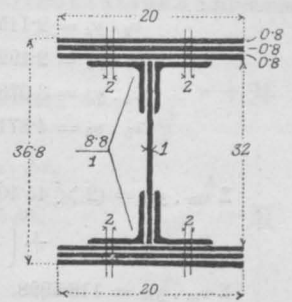


Fig. 5c.

Die ganze Länge des Bogens beträgt (Summe der Längen der  
Polygonseiten)  $u = 25.202 \text{ m}$ , daher die mittlere Querschnittsfläche des  
Bogens  $F_0$  sich rechnet nach Gleichung 5)

$$\frac{u}{2 F_0} = \frac{3.061 \text{ m}}{0.0124 \text{ m}^2} + \frac{2.560}{0.0188} + \frac{2.413}{0.0188} + \frac{2.310}{0.0188} + \frac{2.257}{0.0124}$$

(Bezogen auf den Bruttoquerschnitt.)

Hieraus ist  $F_0 = 0.0154 \text{ m}^2$ . (Die einzelnen Sehnenlängen sind aus  
Tafel IX entnommen.)

Das mittlere Trägheitsmoment „ $J_0$ “ rechnet sich

$$\frac{u}{2 J_0} = \frac{u_1}{J_1^1 \cos \alpha_1} + \frac{u_2}{J_2^1 \cos \alpha_2} + \dots$$

$$\frac{25.2}{2 J_0} = \frac{3.061}{0.000323 \times 0.817} + \frac{2.560}{0.000427 \times 0.879} + \frac{2.413}{0.000427 \times 0.932} +$$

$$+ \frac{2.310}{0.000427 \times 0.974} + \frac{2.257}{0.000228 + 0.000323}{2} \times 0.997$$

Hieraus ist  $J_0 = 0.000350 \text{ m}^4$ .

Hiebei bedeutet der  $\alpha$  den Neigungswinkel der einzelnen Bogen-  
stücke zum Horizonte.

Die Winkelwerthe  $\varphi_1$  bis  $\varphi_5$  sind auf Taf. IX zusammengestellt  
und beträgt darnach:

$$\begin{aligned} \cos \varphi_1 &= 0.817 \\ \cos \varphi_2 &= 0.879 \\ \cos \varphi_3 &= 0.932 \\ \cos \varphi_4 &= 0.974 \\ \cos \varphi_5 &= 0.997 \end{aligned}$$

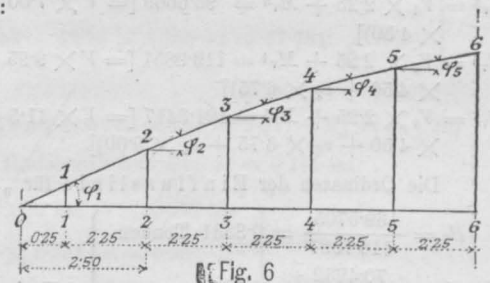


Fig. 6

Es ist dann für Feld 1 bis Feld 5:  $J_n = (\cos \varphi_n \cdot J_n^1)$

$$J_1 = \frac{0.000228}{J_1^1} \times 0.817 = 0.000183 \text{ m}^4$$

$$J_2 = \frac{0.000427}{J_2^1} \times 0.879 = 0.000375 \text{ m}^4$$

$$J_3 = \frac{0.000427}{J_3^1} \times 0.932 = 0.000398 \text{ m}^4$$

$$J_4 = \frac{0.000427}{J_4^1} \times 0.974 = 0.000416 \text{ m}^4$$

$$J_5 = \frac{0.000228}{J_5^1} \times 0.997 = 0.000227 \text{ m}^4$$

ferner ist:

$$\left. \begin{aligned} v_2 \cdot y_2 &= 2.1159 \times 1.766 = 3.7367 \\ v_3 \cdot y_3 &= 2.4929 \times 2.986 = 7.4438 \\ v_4 \cdot y_4 &= 3.0780 \times 3.858 = 11.8749 \\ v_5 \cdot y_5 &= 4.8718 \times 4.882 = 23.7926 \end{aligned} \right\} +$$

Summe = 44.4036

$$\Sigma v_m \cdot y_m = (2 \times 44.4036) + (v_6 \times 4.556) = 88.8072 + \left( \frac{6.5392 \times 4.556}{29.7926} \right)$$

$$\Sigma v_m \cdot y_m = 118.5998.$$

Der zweite Werth des Nenners ist

$$\frac{J_0}{F_0} \cdot \frac{u}{\lambda_0} = \frac{0.000281}{0.0154} \cdot \frac{25.200}{2.30} = 0.1999.$$

Es ist demnach

$$\Sigma v_m \cdot y_m + \frac{J_0}{F_0} \cdot \frac{u}{\lambda_0} = 118.5998 + 0.1999 = 118.7997$$

und  $H = \frac{M_v}{118.7997}$ , worin  $M_v$  die Ordinate der Momentencurve eines durch senkrechte Kräfte „ $v_m$ “ belasteten Balkens bedeutet.

Momente „ $M_v$ “, vorerst die Vertikalkräfte:

$$\begin{aligned} \text{Für Feld 5 } V_6 &= \frac{1}{2} v_6 = 3.2696 \\ \text{" " 4 } V_5 &= V_6 + v_5 = 8.1414 \dots (3.2696 + 4.8718) \\ \text{" " 3 } V_4 &= V_5 + v_4 = 11.2194 \dots (8.1414 + 3.0780) \\ \text{" " 2 } V_3 &= V_4 + v_3 = 13.7123 \dots (11.2194 + 2.4929) \\ \text{" " 1 } V_2 &= V_3 + v_2 = 15.8282 \dots (13.7123 + 2.1159) \\ \left[ V &= \Sigma (v_2 + v_3 + v_4 + v_5 + \frac{v_6}{2}) = 15.8282 \right] \end{aligned}$$

Die Momente:

$$\begin{aligned} M_v^2 &= V_2 \times 2.50 = 15.8282 \times 2.50 = 39.5705 [= V \times 2.50] \\ M_v^3 &= V_3 \times 2.25 + M_v^2 = 70.4232 [= V \times 4.75 - v_2 \times 2.25] \\ M_v^4 &= V_4 \times 2.25 + M_v^3 = 95.6669 [= V \times 7.00 - (v_2 \times 2.25 + v_3 \times 4.50)] \\ M_v^5 &= V_5 \times 2.25 + M_v^4 = 113.9851 [= V \times 9.25 - (v_2 \times 2.25 + v_3 \times 4.50 + v_4 \times 6.75)] \\ M_v^6 &= V_6 \times 2.25 + M_v^5 = 121.3417 [= V \times 11.5 - (v_2 \times 2.25 + v_3 \times 4.50 + v_4 \times 6.75 + v_5 \times 9.00)] \end{aligned}$$

Die Ordinaten der Einflusslinie für „ $H$ “ werden daher

$$\left. \begin{aligned} H_2 &= \frac{39.5705}{118.7997} = 0.3331 \text{ Tonnen} \\ H_3 &= \frac{70.4232}{118.7997} = 0.5844 \text{ " } \\ H_4 &= \frac{95.6669}{118.7997} = 0.8053 \text{ " } \\ H_5 &= \frac{113.9851}{118.7997} = 0.9594 \text{ " } \\ H_6 &= \frac{121.3417}{118.7997} = 1.0214 \text{ " } \end{aligned} \right\} \begin{array}{l} \text{Horizontalschübe für die} \\ \text{Einzelbelastung } P = 1. \\ (H_1 \text{ durch Interpolation} \\ \text{von } H_2 \text{ und } 0 \text{ bestimmt,} \\ \text{gibt } H_1 = 0.0333 \text{ ton.} \end{array}$$

Im Nachtrage zur statistischen Berechnung sind für die Berechnung des Horizontalschubes eines Bogens mit Kämpfergelenken verschiedene im Gebrauch stehende Formeln, sowie Methoden für die graphische Ermittlung desselben, enthalten.

Annähernd dieselben Resultate für „ $H$ “ können erhalten werden wenn „ $J$ “ constant, die Feldlänge  $\lambda = 2.30 \text{ m}$  constant, und für „ $v_m$ “ die Werthe der Parabelordinaten „ $y_m$ “ gesetzt werden, indem der Einfluss der Veränderlichkeit von  $J$  auf die Größe des Horizontalschubes bei Blechbogensträger gewöhnlich außerordentlich gering ist.

Für den vorliegenden Fall würde unter diesen Annahmen

$$\Sigma v_m \cdot y_m = \Sigma y_m^2 = 112.9992 \text{ der Werth des Nenners, ferner } \Sigma v_m \cdot y_m + \frac{J_0}{F_0} \cdot \frac{u}{\lambda_0} = 113.1991 \text{ und } H = \frac{M_m}{113.1991}.$$

Für den Scheitelpunkt 6 wäre  $M_v^6 = 112.335$  und  $H_6 = 0.992 \text{ ton}$ , somit ergibt sich gegen früher bloß die geringe Differenz von  $0.030 \text{ ton}$ .

Einer Erhöhung oder Erniedrigung der Temperatur um  $(t^1 - t^0)$  entspricht der Horizontalschub (ebenfalls nach Melan und Müller-Breslau)

$$H_t = \frac{\epsilon \cdot E \cdot (t^1 - t^0) \cdot l}{\int_0^l y^2 \cdot \frac{dx}{J} + \frac{u}{F_0}} \dots \dots \dots 6)$$

Das Integral des Nenners, wie dies früher geschehen, in eine Summengröße verwandelt, liefert folgende Formel:

$$H_t = \frac{\epsilon \cdot E \cdot (t^1 - t^0) \cdot l \cdot \frac{J_0}{\lambda_0}}{\Sigma y_m \cdot v_m + \frac{J_0}{F_0} \cdot \frac{u}{\lambda_0}} \dots \dots \dots 7)$$

wobei

$\epsilon$  den Ausdehnungscoefficienten für  $t = 10 = 0.000012$ ,  
 $E$  den Elasticitätsmodul für Flusseisen =  $20000000 \text{ ton per } m^2$ ,  
 $\epsilon \cdot E = 240$ ,  
 $l$  = Stützweite des Bogens in Meter =  $23.00$ ,  
 $(t^1 - t^0)$  eine angenommene Temperaturgröße bedeuten.

Ist  $t^0$  die mittlere Temperatur, unter welcher die Montirung des Bogens vor sich geht, und  $t^1$  der Grenzwert der Temperatur, welche nach der Montirung möglicherweise eintreten kann, so ist, wenn für die Aufstellungstemperatur  $t^0 = +100$  und für  $t^1 = \left( \begin{smallmatrix} +300 \\ -100 \end{smallmatrix} \right)$  angenommen wird  $(t^1 - t^0) = +30 - 10 = +200^\circ \text{ C}$   
 $(t^1 - t^0) = -10 - 10 = -200^\circ \text{ C}$

Da nicht beabsichtigt ist, die Probeversuche mit dem eisernen Bogen bei einer Temperatur von unter  $0^\circ \text{ C}$ . vorzunehmen, so wird für die folgende Rechnung immer nur der Wärmezustand, u. zw.  $(t^1 - t^0) = +200$  in Betracht gezogen werden, wiewohl auch der Kältezustand des Bogens für die belastete Bogenhälfte den ungünstigsten Einfluss in Beziehung auf die Inanspruchnahme bedingt. Für die Folge wird daher sowohl für die belastete als für die unbelastete Bogenhälfte, für welche letztere der Wärmezustand ohnehin die ungünstigsten Resultate liefert,  $(t^1 - t^0) = +200$  angenommen.

Der Nenner der Formel 7) ist nach früher

$$\Sigma y_m \cdot v_m + \frac{J_0}{F_0} \cdot \frac{u}{\lambda_0} = 118.7997, \text{ somit}$$

$$H_t = \frac{240 \times 20 \times 23 \cdot \frac{0.000281}{2.30}}{118.7997} = 0.141 \text{ ton}$$

### Berechnung der Horizontalschübe

aus der Einflusslinie für  $H$ , u. zw.:

a) Durch das Eigengewicht des Bogens erzeugt.

Es ist nach früher das Eigengewicht pro Träger und Meter  $g = 0.270 \text{ ton}$ .

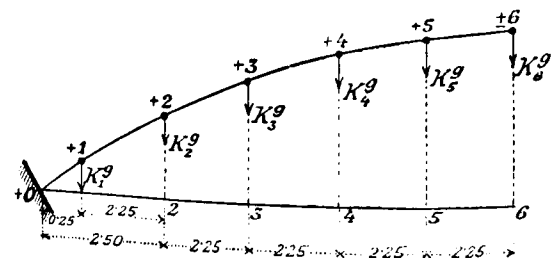


Fig. 7.

Die Knotenlasten sind

$$\begin{aligned} K_{1g} &= \left[ \frac{0.250 + 2.25}{2} \times 0.27 \right] \dots \dots = 0.338 \text{ ton} \\ K_{2g} &= K_{3g} = K_{4g} = K_{5g} = [2.25 \times 0.27] = 0.608 \text{ " } \\ K_{6g} &= \left[ \frac{2.25}{2} \times 0.27 \right] \dots \dots \dots = 0.304 \text{ " } \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} K_{1g} \times H_1 &= (0.338 \times 0.0333) \times 2 = 0.0225 \text{ ton} \\ H_2 &0.3331 \\ H_3 &0.5844 \\ H_4 &0.8053 \\ H_5 &0.9594 \end{aligned}$$

$$(2.6822 \times 2) \times K_{2-5}^g = (5.3644 \times 0.608) = 3.2616 \text{ ton}$$

$$H_6 \times K_{6g} = (1.0214 \times 0.608) \dots \dots = 0.6210 \text{ "}$$

Horizontalschub vom Eigengewichte  $H_g = 3.9051 \text{ ton}$ .

Auf eine andere Weise erhält man „H<sub>g</sub>“:

Für totale Belastung flacher Parabelbögen ist der Horizontalschub:

$$H_g = \frac{1}{8} \cdot \frac{g \cdot l^2}{f_1}$$

Mit Berücksichtigung der Achsialkraft ist für  $\mathfrak{F}^1$  zu setzen

$$f_1 = f \cdot \left[ 1 + \frac{15}{8} \cdot \frac{J_0}{F_0 f^2} \cdot \left( 1 - \frac{16}{3} \cdot \frac{f^2}{l^2} \right) \right]$$

(Eiserne Bogen- und Hängebrücken von J. Melan 1888.)

Für den gegenständlichen Fall ist

$$\left. \begin{aligned} J_0 &= 0.000350 \text{ m}^4, \\ F_0 &= 0.0154 \text{ m}^2, \\ l &= 23.0 \text{ m}, \end{aligned} \right\}$$

$$g = 0.270 \text{ ton},$$

$$f = \text{Pfeilhöhe} = 4.556 \text{ m},$$

$$f_1 = 4.556 \cdot \left[ 1 + \frac{15}{8} \cdot \frac{0.000350}{0.0154 \times 4.556^2} \cdot \left( 1 - \frac{16}{3} \cdot \frac{4.556^2}{23^2} \right) \right] = 4.5587 \text{ m},$$

$$H_g = \frac{1}{8} \cdot \frac{0.27 \times 23^2}{4.5587} = 3.915 \text{ ton},$$

also mit den früher, für H<sub>g</sub> ermittelten Werth von H<sub>g</sub> = 3.905 ton annähernd gleich.

b) Horizontalschübe, erzeugt durch die einseitige Schienenbelastung (Nutzlast), u. zw. für

p<sub>1</sub> = 1.5 Tonnen per Meter und einen Träger

p <sub>2</sub> = 3.0	"	"	"	"	"	"
p <sub>3</sub> = 4.5	"	"	"	"	"	"
p <sub>4</sub> = 6.0	"	"	"	"	"	"
p <sub>5</sub> = 7.5	"	"	"	"	"	"
p <sub>6</sub> = 8.5	"	"	"	"	"	"
p <sub>7</sub> = 9.0	"	"	"	"	"	"

Nach Fig. 7 sind die Knotenlasten von der Nutzlast

$$K_1 p_n = \frac{0.250 + 2.250}{2} \cdot p_n,$$

$$K_2 p_n = K_3 p_n = K_4 p_n = K_5 p_n = 2.25 \times p_n,$$

$$K_6 p_n = \frac{2.25}{2} p_n,$$

und der Horizontalschub für p<sub>n</sub>

$$H p_n = \left\{ (H_1 \cdot K_1 p_n) + \left[ (H_2 + H_3 + H_4 + H_5) \times K_{2,3,4,5}^{p_n} \right] + \left( H_6 \times K_6^{p_n} \right) \right\}$$

Nach dieser Formel sind in der folgenden Tabelle „a“ die Horizontalschübe für p<sub>1</sub> bis p<sub>7</sub> berechnet.

TABELLE „a“.

TABELLE „a“.

Belastung pro Träger und Meter	Knotenlasten			Horizontal- schub $H_p$
	$K_1^{p_n}$	$K_{2-5}^{p_n}$	$K_6^{p_n}$	
in Tonnen				
$p_1 = 1.5$	1.875	3.375	1.688	10.839
$p_2 = 3.0$	3.750	6.750	3.376	21.678
$p_3 = 4.5$	5.625	10.125	5.064	32.517
$p_4 = 6.0$	7.500	13.500	6.750	43.356
$p_5 = 7.5$	9.375	16.875	8.438	54.195
$p_6 = 8.5$	10.313	18.563	9.282	61.425
$p_7 = 9.0$	11.250	20.250	10.125	65.034

Momente, herrührend vom Horizontalschub, bezogen auf die Bogenachspunkte.

Allgemein gilt für die Drehungsrichtung der Momente

$$a) \text{ vom Eigengewichte: } -M_n^g = y_n \cdot H_g,$$

$$\text{der Horizontalschub } H_g = 3.905 \text{ ton.}$$

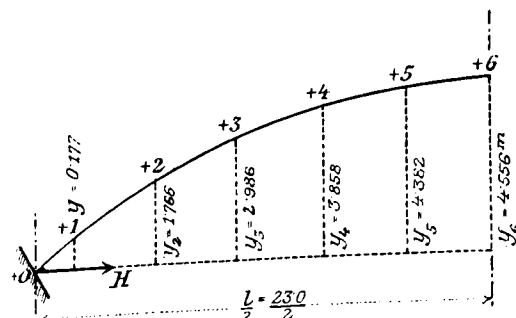


Fig. 8.

TABELLE „a<sub>1</sub>“.

M <sub>±1</sub> <sup>g</sup>	= + 0.177 × 3.905 = - 0.691 t/m
M <sub>±2</sub> <sup>g</sup>	= 1.766 × 3.905 = - 6.896 "
M <sub>±3</sub> <sup>g</sup>	= 2.986 × 3.905 = - 11.660 "
M <sub>±4</sub> <sup>g</sup>	= 3.858 × 3.905 = - 15.065 "
M <sub>±5</sub> <sup>g</sup>	= 4.382 × 3.905 = - 17.112 "
M <sub>±6</sub> <sup>g</sup>	= 4.556 × 3.905 = - 17.791 "

b) Von der Temperatur-Erhöhung: -M<sub>n</sub><sup>t</sup> = y<sub>n</sub> · H<sub>t</sub>,  
der Horizontalschub ist: H<sub>t</sub> = 0.141 ton.

M <sub>±1</sub> <sup>t</sup>	= 0.177 × 0.141 = - 0.020 t/m	Für die belastete und unbelastete Bogenhälfte gilt.
M <sub>±2</sub> <sup>t</sup>	= 1.766 × 0.141 = - 0.201 "	
M <sub>±3</sub> <sup>t</sup>	= 2.986 × 0.141 = - 0.340 "	
M <sub>±4</sub> <sup>t</sup>	= 3.858 × 0.141 = - 0.440 "	
M <sub>±5</sub> <sup>t</sup>	= 4.382 × 0.141 = - 0.500 "	
M <sub>±6</sub> <sup>t</sup>	= 4.556 × 0.141 = - 0.519 "	

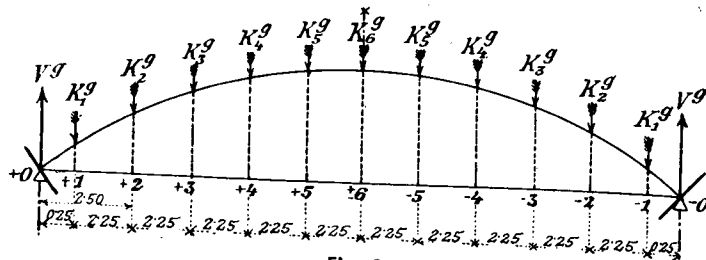
c) Von der einseitigen Nutzlast: -M<sub>n</sub><sup>p</sup> = y<sub>n</sub> · H<sub>p</sub>.

TABELLE „b“.

Be- lastung für Tonnen	-M <sub>±1</sub> <sup>p</sup>	-M <sub>±2</sub> <sup>p</sup>	-M <sub>±3</sub> <sup>p</sup>	-M <sub>±4</sub> <sup>p</sup>	-M <sub>±5</sub> <sup>p</sup>	-M <sub>±6</sub> <sup>p</sup>
	in Tonnen-Meter					
tonn:	-	-	-	-	-	-
p <sub>1</sub> = 1.5	1.919	19.142	32.365	41.817	47.496	49.382
p <sub>2</sub> = 3.0	3.838	38.284	64.730	83.634	94.992	98.764
p <sub>3</sub> = 4.5	5.757	57.426	97.095	125.451	142.488	148.146
p <sub>4</sub> = 6.0	7.676	76.568	129.460	167.268	189.984	197.528
p <sub>5</sub> = 7.5	9.595	95.710	161.825	209.085	237.480	246.910
p <sub>6</sub> = 8.5	10.872	108.477	183.415	236.978	269.164	279.852
p <sub>7</sub> = 9.0	11.514	114.852	194.190	250.902	284.976	296.292

Die Momente für die Belastungen  $p_1$  bis  $p_7$ , bezogen auf die Bogenachspunkte sind mit Benützung der Tabelle „a“ in der vorhergehenden Tabelle „b“ zusammengestellt.

Momente und Vertikalkräfte, herrührend vom Eigengewicht des Bogenträgers + „ $M^a$ “ „ $B^a$ “. (Der Bogenträger als Balken mit zwei Stützen gedacht.)



**Fig. 9.**

Von früher ist:

$$K_{18} = 0.338 \text{ ton},$$

$$K_2g = K_3g = K_4g = K_5g = K_6g = 0.608 \text{ ton,}$$

Reaction  $V_g = 3.074 \text{ ton.}$

Verticalkräfte „Bs“ vom Eigengewichte.

Die Vertikalkräfte sollen an allen Knotenpunkten für zwei unendlich nahe, rechts und links vom Achspunkte gelegene Querschnitte  $\alpha\beta$  und  $\gamma\delta$  gesucht werden.

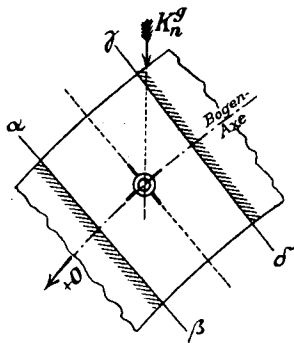
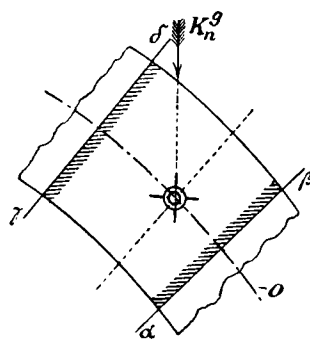
TABELLE  $n^{\text{cu}}$ .
$$\begin{aligned} \mathfrak{M}_{+1}^g &= \mathfrak{M}_{-1}^g = V_g \times 0.25 \dots \dots \dots = + 0.769 \text{ m/ton} \\ \mathfrak{M}_{+2}^g &= \mathfrak{M}_{-2}^g = 3.074 \times 2.5 - 0.338 \times 2.25 \dots \dots \dots = + 6.924 \text{ " } \\ \mathfrak{M}_{+3}^g &= \mathfrak{M}_{-3}^g = 3.074 \times 4.75 - 0.338 \times 4.50 - 0.608 \times 2.25 \dots \dots \dots = + 11.712 \text{ " } \\ \mathfrak{M}_{+4}^g &= \mathfrak{M}_{-4}^g = 3.074 \times 7.0 - 0.338 \times 6.75 - 0.608 \times 6.75 \dots \dots \dots = + 15.133 \text{ " } \\ \mathfrak{M}_{+5}^g &= \mathfrak{M}_{-5}^g = 3.074 \times 9.25 - 0.338 \times 9.0 - 0.608 \times 13.5 \dots \dots \dots = + 17.184 \text{ " } \\ \mathfrak{M}_{+6}^g &= \mathfrak{M}_{-6}^g = 3.074 \times 11.5 - 0.338 \times 11.25 - 0.608 \times 22.5 \dots \dots \dots = + 17.869 \text{ " } \end{aligned}$$


Fig. 9 a,



Reactionen:  $\begin{cases} + V_{+0}^p = 12.750 \text{ ton} \\ + V_{-0}^p = 4.313 \text{ „} \end{cases}$

u. zw. bei  $p = 1.5 \text{ ton.}$

Die Reactionen in den Auflagerpunkten  $+0$  und  $-0$  für die verschiedenen Belastungsphasen sind in der Tabelle „e“ zusammengestellt. (Die Knotenlasten  $K_n^p$  sind in der Tabelle „a“ ersichtlich gemacht.)

M o m e n t e +  $\mathfrak{M}_n^p$ .  
TABELLE „f“.

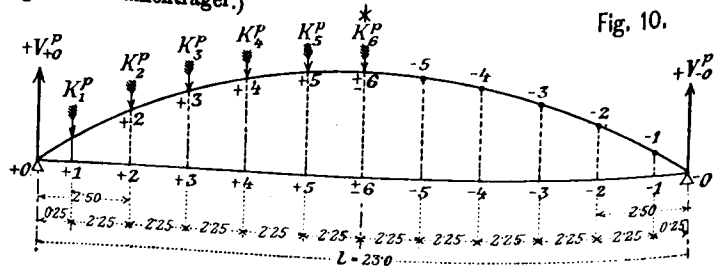
TABELLE „f“.											
Für die Belastung ton	+ $\mathcal{M}_{+1}^p$	+ $\mathcal{M}_{+2}^p$	+ $\mathcal{M}_{+3}^p$	+ $\mathcal{M}_{+4}^p$	+ $\mathcal{M}_{+5}^p$	+ $\mathcal{M}_{+6}^p$	+ $\mathcal{M}_{-5}^p$	+ $\mathcal{M}_{-4}^p$	+ $\mathcal{M}_{-3}^p$	+ $\mathcal{M}_{-2}^p$	+ $\mathcal{M}_{-1}^p$
in Meter-Tonnen											
$p_1 = 1.5$	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+
$p_2 = 3.0$	3.188	27.656	44.531	53.813	55.500	49.594	39.895	30.191	20.487	10.783	1.078
$p_3 = 4.5$	6.376	55.312	89.062	107.626	111.000	99.188	79.790	60.382	40.974	21.566	2.156
$p_4 = 6.0$	9.564	82.968	133.593	161.439	166.500	148.782	119.685	90.573	61.461	32.349	3.234
$p_5 = 7.5$	12.752	110.624	178.124	215.252	222.000	198.376	159.580	120.764	81.948	43.132	4.312
$p_6 = 8.5$	15.940	138.280	222.655	269.065	277.500	247.970	199.475	150.955	102.435	53.915	5.390
$p_7 = 9.0$	18.066	156.727	252.357	304.958	314.518	281.049	226.085	171.092	116.100	61.107	6.109
	19.128	165.936	267.186	322.878	333.000	297.564	239.370	181.146	122.922	64.698	6.463

TABELLE „d“.

$$\begin{aligned}
 \mathfrak{B}_1^g &= V^g & &= 3.074 \text{ ton} \left\{ \frac{\alpha \beta}{\gamma \delta} \right. \\
 (V^g - K_1^g) & & &= 2.736 \text{ " } \left. \frac{\alpha \beta}{\gamma \delta} \right. \\
 \mathfrak{B}_2^g &= \begin{cases} 3.074 - 0.338 & = 2.736 \text{ " } \left\{ \frac{\alpha \beta}{\gamma \delta} \right. \\ 3.074 - 0.338 - 0.608 & = 2.128 \text{ " } \left. \frac{\alpha \beta}{\gamma \delta} \right. \end{cases} \\
 \mathfrak{B}_3^g &= \begin{cases} 3.074 - 0.338 - 0.608 & = 2.128 \text{ " } \left\{ \frac{\alpha \beta}{\gamma \delta} \right. \\ 3.074 - 0.338 \times 2 \times 0.608 & = 1.520 \text{ " } \left. \frac{\alpha \beta}{\gamma \delta} \right. \end{cases} \\
 \mathfrak{B}_4^g &= \begin{cases} 3.074 - 0.338 - 2 \times 0.608 & = 1.520 \text{ " } \left\{ \frac{\alpha \beta}{\gamma \delta} \right. \\ 3.074 - 0.338 - 3 \times 0.608 & = 0.912 \text{ " } \left. \frac{\alpha \beta}{\gamma \delta} \right. \end{cases} \\
 \mathfrak{B}_5^g &= \begin{cases} 3.074 - 0.338 - 3 \times 0.608 & = 0.912 \text{ " } \left\{ \frac{\alpha \beta}{\gamma \delta} \right. \\ 3.074 - 0.338 - 4 \times 0.608 & = 0.304 \text{ " } \left. \frac{\alpha \beta}{\gamma \delta} \right. \end{cases} \\
 \mathfrak{B}_6^g &= [3.074 - 0.338 - (4 \times 0.608)] = \pm 0.304 \text{ " } \left\{ \frac{\alpha \beta}{\gamma \delta} + \right.
 \end{aligned}$$

Momente und Vertikalkräfte von der einseitigen Nutzlast herrührend „ $M_n^{pu}$ “ und „ $N_n^{pu}$ “. (Berechnet für einen auf zwei Stützen lagernden Balkenträger.)

Fig. 10.



**TABELLE „e“.**

Bei Belastung	$V^P$ bei +0	$V^P$ bei -0
T o n n e n		
$p_1 = 1.5$	12.750	4.313
$p_2 = 3.0$	25.500	8.626
$p_3 = 4.5$	38.250	12.939
$p_4 = 6.0$	51.000	17.252
$p_5 = 7.5$	63.750	21.565
$p_6 = 8.5$	72.254	24.442
$p_7 = 9.0$	76.500	25.878

Hiebei wurde beispielsweise für  $p_1 = 1.5 \text{ ton}$  gerechnet:

$$\begin{aligned} M_{+1}^{p_1} &= 12.75 \times 0.25 = 3.188 \text{ mt} \\ M_{+2}^{p_1} &= 12.75 \times 2.50 - 1.875 \times 2.25 = 27.656 \text{ mt} \\ M_{+3}^{p_1} &= 12.75 \times 4.75 - 1.875 \times 4.50 - 3.375 \times 2.25 = 44.531 \text{ mt} \\ M_{+4}^{p_1} &= 12.75 \times 7.00 - 1.875 \times 6.75 - 3.375 \times 6.75 = 53.813 \text{ „} \\ M_{+5}^{p_1} &= 12.75 \times 9.25 - 1.875 \times 9.00 - 3.375 \times 13.50 = 55.500 \text{ „} \\ M_{+6}^{p_1} &= 12.75 \times 11.50 - 1.875 \times 11.25 - 3.375 \times 22.50 = 49.594 \text{ „} \\ M_{-6}^{p_1} &= 4.313 \times 9.25 = 39.895 \text{ mt} \\ M_{-4}^{p_1} &= 4.313 \times 7.00 = 30.191 \text{ „} \\ M_{-3}^{p_1} &= 4.313 \times 4.75 = 20.487 \text{ „} \\ M_{-2}^{p_1} &= 4.313 \times 2.50 = 10.783 \text{ „} \\ M_{-1}^{p_1} &= 4.313 \times 0.25 = 1.078 \text{ „} \end{aligned}$$

Verticalkräfte „ $\mathfrak{B}^p$ “ von der einseitigen Nutzlast:

Mit Hinweis auf die Fig. 9a erhält man in jedem Knotenpunkte zwei Werthe für die Verticalkraft, und seien in Folgendem diese Verticalkräfte für  $p_1 = 1.5 \text{ ton}$  gerechnet.

Nach Fig. 10 ist:

$$\begin{aligned} \mathfrak{B}_{+1}^{p_1} &= V_{+0}^{p_1} \dots 12.75 \text{ ton} \dots \text{für Schnitt } \alpha\beta \\ &= V_{+0}^{p_1} - K_1^{p_1} \dots (12.75 - 1.875) = 10.875 \text{ ton „} \gamma\delta \\ \mathfrak{B}_{+2}^{p_1} &= V_{+0}^{p_1} - K_1^{p_1} \dots 10.875 \text{ t für } \alpha\beta \\ &= V_{+0}^{p_1} - K_1^{p_1} - K_2^{p_1} \dots 7.500 \text{ t „} \gamma\delta \\ \mathfrak{B}_{+3}^{p_1} &= V_{+0}^{p_1} - K_1^{p_1} - K_2^{p_1} \dots 7.500 \text{ t „} \alpha\beta \left\{ \begin{aligned} (K_2^{p_1} = K_3^{p_1} = K_4^{p_1} = \\ = V_{+0}^{p_1} - K_1^{p_1} - 2K_2^{p_1} \dots 4.125 \text{ t „} \gamma\delta) \end{aligned} \right. = K_5^{p_1} = 3.375 \text{ t} \\ \mathfrak{B}_{+4}^{p_1} &= V_{+1}^{p_1} - K_1^{p_1} - 2K_2^{p_1} \dots 4.125 \text{ t „} \alpha\beta \\ &= V_{+0}^{p_1} - K_1^{p_1} - 3K_2^{p_1} \dots 0.750 \text{ t „} \gamma\delta \\ \mathfrak{B}_{+5}^{p_1} &= V_{+0}^{p_1} - K_1^{p_1} - 3K_2^{p_1} \dots 0.750 \text{ t „} \alpha\beta \\ &= V_{+0}^{p_1} - K_1^{p_1} - 4K_2^{p_1} \dots -2.625 \text{ t „} \gamma\delta \\ \mathfrak{B}_{+6}^{p_1} &= V_{+0}^{p_1} - K_1 - 4K_2^{p_1} \dots -2.625 \text{ t „} \alpha\beta \left\{ \begin{aligned} \left( \frac{K_6^{p_1}}{2} = \frac{3.375}{2} = 1.687 \text{ t} \right) \\ = V_{+0}^{p_1} - K_1 - 4K_2^{p_1} - \frac{K_6^{p_1}}{2} \cdot 4.313 \text{ t „} \gamma\delta \end{aligned} \right. \\ \text{oder} \\ \mathfrak{B}_{+6}^{p_1} &= V_{-0}^{p_1} - K_6^{p_1} = -4.313 + 1.688 = -2.625 \text{ t} \\ &= V_{-0}^{p_1} \dots -4.313 \text{ t} \\ \mathfrak{B}_{-5}^{p_1} &= \mathfrak{B}_{-4}^{p_1} = \mathfrak{B}_{-3}^{p_1} = \mathfrak{B}_{-2}^{p_1} = \mathfrak{B}_{-1}^{p_1} = V_{-0}^{p_1} = -4.313 \text{ ton} \end{aligned}$$

In der folgenden Tabelle „g“ sind die Verticalkräfte für die Belastungen  $p_1$  bis  $p_7$  in den einzelnen Knotenpunkten zusammengestellt:

Verticalkräfte „ $\mathfrak{B}_n^{p_n}$ “.

TABELLE „g“.

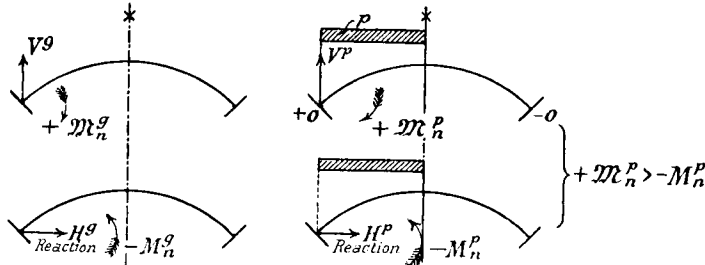
Für die Belastung Tonnen	$\mathfrak{B}_{+1}^p$	$\mathfrak{B}_{+2}^p$	$\mathfrak{B}_{+3}^p$	$\mathfrak{B}_{+4}^p$	$\mathfrak{B}_{+5}^p$	$\mathfrak{B}_{+6}^p$	$\mathfrak{B}_{-5}^p = \mathfrak{B}_{-4}^p = \mathfrak{B}_{-3}^p = \mathfrak{B}_{-2}^p = \mathfrak{B}_{-1}^p$
$p_1 = 1.5$	$\frac{12.750}{10.875}$	$\frac{10.875}{7.500}$	$\frac{7.500}{4.125}$	$\frac{4.125}{0.750}$	$\frac{0.750}{-2.625}$	$\frac{-2.625}{-4.313}$	$-4.310$
$p_2 = 3.0$	$\frac{25.500}{21.750}$	$\frac{21.750}{15.000}$	$\frac{15.000}{8.250}$	$\frac{8.250}{1.500}$	$\frac{1.500}{-5.250}$	$\frac{-5.250}{-8.626}$	$-8.626$
$p_3 = 4.5$	$\frac{38.250}{32.625}$	$\frac{32.625}{22.500}$	$\frac{22.500}{12.375}$	$\frac{12.375}{2.250}$	$\frac{2.250}{-7.875}$	$\frac{-7.875}{-12.939}$	$-12.939$
$p_4 = 6.0$	$\frac{51.000}{43.500}$	$\frac{43.500}{30.000}$	$\frac{30.000}{16.500}$	$\frac{16.500}{3.000}$	$\frac{3.000}{-10.500}$	$\frac{-10.500}{-17.252}$	$-17.252$
$p_5 = 7.5$	$\frac{63.750}{54.375}$	$\frac{54.375}{37.500}$	$\frac{37.500}{20.625}$	$\frac{20.625}{3.750}$	$\frac{3.750}{-13.125}$	$\frac{-13.125}{-21.565}$	$-21.565$
$p_6 = 8.5$	$\frac{72.254}{61.629}$	$\frac{61.629}{42.503}$	$\frac{42.503}{23.376}$	$\frac{23.376}{4.250}$	$\frac{4.250}{-14.876}$	$\frac{-14.876}{-24.442}$	$-24.442$
$p_7 = 9.0$	$\frac{76.500}{65.250}$	$\frac{65.250}{45.000}$	$\frac{45.000}{24.750}$	$\frac{24.750}{4.500}$	$\frac{4.500}{-15.750}$	$\frac{-15.750}{-25.878}$	$-25.878$

# Zusammenstellung der Gesamtmomente.

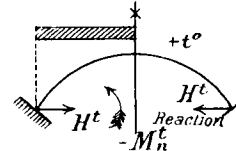
a) Für die belastete Seite:

1.) Vom Eigengewichte.

2.) Von der einseitigen Nutzlast.



3.) Von der Temperatur-Erhöhung, u. zw. um  $(t-l) = +200$ .



Figuren 11.

(Für die belastete Bogenhälfte würde der Kältezustand  $(t-l) = -200$  als der ungünstigere Fall zu berücksichtigen sein, weil das für die Dimensionierung maßgebende Moment  $+M_n^p$  positiv ist, während bei  $+200$  ein negatives  $M_t$  resultiert, daher von  $+M_n^p$  in Abzug zu bringen ist. Auf Seite 100 wurde aber schon erwähnt, daß der Kältezustand diesfalls nicht berücksichtigt wird.)

Es ist das Gesamtmoment für einen beliebigen Knotenpunkt

$$M_n = (+M_n^g - M_n^g) + (-M_n^p + M_n^p) - M_n^t \dots 8)$$

Für  $p_1 = 1.5 \text{ ton}$  ist:

$$\begin{aligned} M_{+1} &\dots M_{+1}^g = -0.691 \text{ tm} \\ M_{+1} &= +0.796 \text{ „} \\ (-M_{+1}^g + M_{+1}^g) &= \dots +0.078 \text{ mt} \\ M_{+1}^p &= -1.919 \text{ tm} \\ M_{+1}^p &= +3.188 \text{ „} \\ (-M_{+1}^p + M_{+1}^p) &= \dots +1.269 \text{ „} \\ -M_{+1}^t &= \dots -0.020 \text{ „} \\ M_{+1} &= +1.327 \text{ mt} \end{aligned}$$

In gleicher Weise wurden berechnet:

$$\mathfrak{M}_{+2} = + 8.341 \text{ mt}$$

$$\mathfrak{M}_{+3} = + 11.878 \text{ mt}$$

$$\mathfrak{M}_{+4} = + 11.624 \text{ mt}$$

$$\mathfrak{M}_{+5} = + 7.576 \text{ mt}$$

$$\mathfrak{M}_{\pm 6} = - 0.229 \text{ mt}$$

$$\mathfrak{M}_{-5} = - 8.029 \text{ mt}$$

$$\mathfrak{M}_{-4} = - 11.998 \text{ mt}$$

$$\mathfrak{M}_{-3} = - 12.166 \text{ mt}$$

$$\mathfrak{M}_{-2} = - 8.532 \text{ mt}$$

$$\mathfrak{M}_{-1} = - 0.783 \text{ mt}$$

Die Gesamt-Momente für die übrigen einseitigen Nutzlasten  $p_2$  bis  $p_7$  finden sich für die einzelnen Knotenpunkte in der folgenden Tabelle „h“ zusammengestellt.

Die Momente für die einseitigen Nutzlasten allein sind aus den betreffenden Tabellen „b“ und „f“ entnommen.

#### Berechnung der Achsialkräfte.

Hinsichtlich der Achsialkräfte wird angenommen, daß wenn dieselben Druck, positiv +, und wenn sie Zug bedeuten, negativ — bezeichnet werden. (Letzterer Fall kann vorkommen bei den Achsialkräften, herrührend von Temperatur-Änderungen des Bogens.)

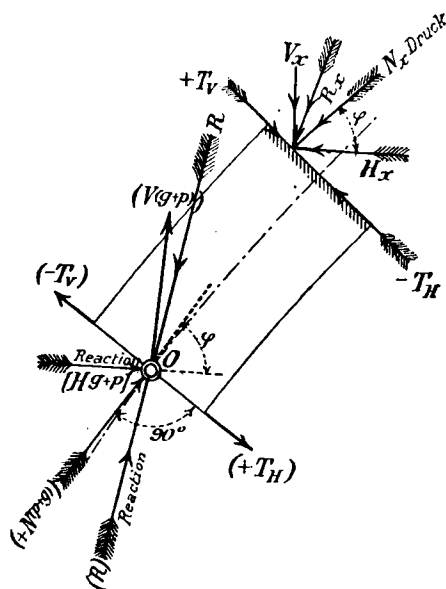


Fig. 12.

Die allgemeine Formel für die Achsialkraft lautet:

$$N_n = (H \cdot \cos \varphi + V_n \cdot \sin \varphi) \quad \dots \dots \dots 9)$$

u. zw. für beide Bogenhälften, wobei

$H$  der Horizontalschub,

$V_n$  die Vertikalkraft, und

$\pm \varphi$  der Winkel, welchen das Bogenstück mit dem Horizonte bildet, bedeutet, u. zw.

+ auf der belasteten, und

— auf der unbelasteten Bogenhälfte.

Eigengewicht und die einseitige Verkehrslast erzeugen in allen Querschnitten positive Achsialkräfte:

$R_x$  äußere Kraft,

$R$  Kämpferdruck, ( $R$ ) Reaction,

zerlegt  $R$  in Componenten  $\left\{ \begin{matrix} R \dots \dots \{ V \text{ u. } H \} \\ (R) \dots \dots \{ [V] \text{ u. } [H] \} \end{matrix} \right.$

Eigengewicht und einseitige Nutzlast erzeugen einen Horizontalschub  $H(g+p) \dots \dots \dots$

und die Reaction  $(H(g+p)) \dots \dots \dots$

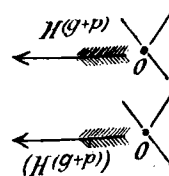


Fig. 12 a.

Zerlegt ferner  $V$  und  $H$  in Componenten:

$$V \dots \{ N \text{ u. } T_v \},$$

$$H \dots \{ N \text{ u. } T_h \},$$

wobei  $N$  die Achsialkraft (senkrecht zum Querschnitt gerichtet),  $T_v$ ,  $T_h$  Transversalkraft (in der Ebene des Querschnittes gelegen) bedeuten.

Es ist dann die Achsialkraft:

$$N = H \cdot \cos \varphi + V \cdot \sin \varphi$$

und die Transversalkraft

$$T = V \cos \varphi - H \sin \varphi = (T_v - T_h).$$

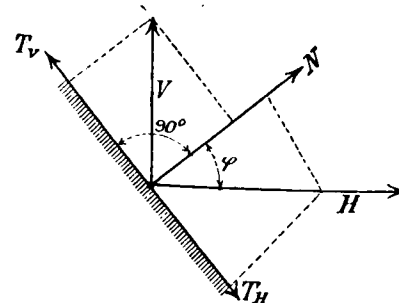


Fig. 13.

Die Winkel  $\varphi$  sind auf der linken belasteten Bogenhälfte positiv auf der rechten unbelasteten Seite negativ.

Gesamt-Momente  $\pm \mathfrak{M}_n$ .

TABELLE „h“.

Für die Belastung in Tonnen	$\mathfrak{M}_{+1}$	$\mathfrak{M}_{+2}$	$\mathfrak{M}_{+3}$	$\mathfrak{M}_{+4}$	$\mathfrak{M}_{+5}$	$\mathfrak{M}_{\pm 6}$	$\mathfrak{M}_{-5}$	$\mathfrak{M}_{-4}$	$\mathfrak{M}_{-3}$	$\mathfrak{M}_{-2}$	$\mathfrak{M}_{-1}$
Tonnen - Meter											
$p_1 = 1.5$	+ 1.327	+ 8.341	+ 11.878	+ 11.624	+ 7.576	— 0.229	— 8.029	— 11.998	— 12.166	— 8.532	— 0.783
$p_2 = 3.0$	2.596	16.855	24.044	23.620	15.580	— 0.017	— 15.630	23.624	21.044	16.891	+ 1.624
$p_3 = 4.5$	3.865	25.369	36.210	35.616	23.584	+ 0.195	— 23.231	35.250	35.922	25.250	+ 2.465
$p_4 = 6.0$	5.134	33.883	48.376	47.612	31.588	+ 0.407	— 30.382	46.876	47.800	33.609	+ 3.206
$p_5 = 7.5$	6.403	42.397	60.558	59.608	39.592	+ 0.619	— 38.433	58.502	59.678	41.968	+ 4.147
$p_6 = 8.5$	7.136	48.077	68.654	67.608	44.926	+ 0.756	— 43.507	66.258	67.603	47.543	+ 4.821
$p_7 = 9.0$	7.672	50.911	72.708	71.604	47.596	+ 0.831	— 46.034	70.128	71.556	50.327	+ 4.988



Einer Erhöhung der Temperatur  $(t'-t) = +t^0$  (im Vergleich zur Montirungs-Temperatur) entsprechen ebenfalls in beiden Bogenhälften (belastete und unbelastete) positive Achsialkräfte, nachdem der Horizontalschub, welcher durch den Wärmezustand des Bogens erzeugt wird, mit jenem, herrührend von der Verticalbelastung (Eigengewicht und einseitige Nutzlast) gleiche Richtung hat.

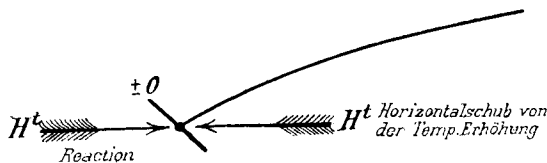


Fig. 14.

Der Einfluss der Temperatur-Erhöhung äußert sich bei der Achsialkraft durch:

$$\left. \begin{aligned} N^t &= H^t \cdot \cos \varphi \\ T^t &= -H^t \sin \varphi \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots 10)$$

bei der Transversalkraft durch  $T^t = -H^t \sin \varphi$  da durch Temperaturverhältnisse keine Verticalkräfte geweckt werden.

Es sind daher die Achsialkräfte von der Verticallast (Eigengewicht und einseitige Nutzlast)  $N(g+p)$ , und jene herrührend, von der Temperatur-Erhöhung für beide Bogenhälften zu addiren. Dasselbe gilt für die Transversalkräfte

$$\begin{aligned} N &= N(g+p) + N^t \\ T &= \pm T(g+p) + T^t. \end{aligned}$$

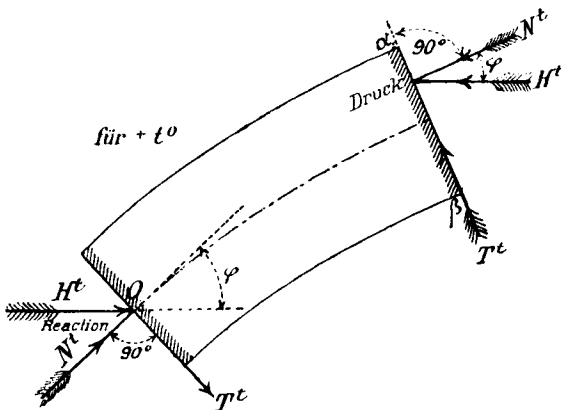


Fig. 15.

(Würde für die belastete Bogenhälfte der für dieselbe am ungünstigsten wirkende Kältezustand  $(- \text{Grade})$  eingeführt werden, so kämen die Achsialkräfte von der Verticalbelastung, die positiv sind, von denen der Temperatur-Erniedrigung, die negativ sind, in Abzug.)

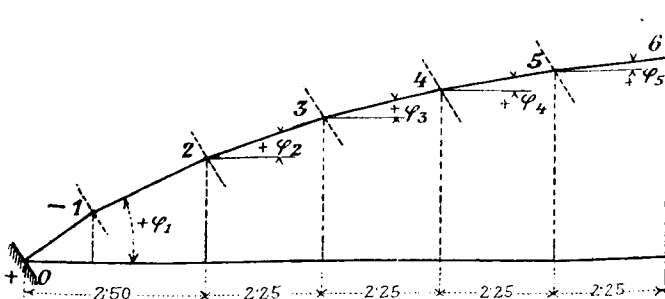


Fig. 15 a.

In der folgenden Tabelle „h<sup>1</sup>“ sind die trigonometrischen Functionen der Winkel  $\varphi_1$  bis  $\varphi_5$  zusammengestellt.

TABELLE „h<sup>1</sup>“.

Winkel	sin	cos	Winkel	sin	cos
$\varphi_1$	0.577	0.817	$\varphi_4$	0.227	0.974
$\varphi_2$	0.477	0.879	$\varphi_5$	0.077	0.997
$\varphi_3$	0.361	0.932			

Die Winkelwerthe selbst sind auf Tafel Nr. IX ersichtlich gemacht. Die Achsialkräfte sollen für die einzelnen Knotenpunkte je für einen Querschnitt vor und einen Querschnitt nach dem Bogenachspunkte der Figuren 9 a und 16 entsprechend berechnet werden.

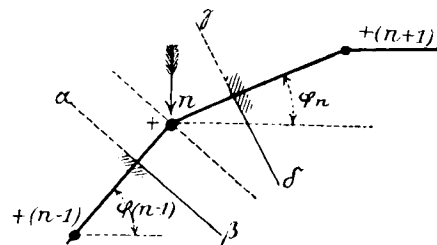


Fig. 16.

$\alpha\beta$  und  $\gamma\delta$  sind unendlich nahe dem Achspunkte  $+n$  gelegene Querschnitte.

Berechnung der Gesamt-Achsialkräfte „N<sub>n</sub>“ unter Zugrundelegung der einseitigen Nutzlast  $p_1 = 1.5 \text{ ton}$ .

Für den Querschnitt bei  $+1$ :

$$\begin{aligned} \text{Der Horizontalschub vom Eigengewichte ist} \dots H_g &= 3.905 \text{ ton} \\ \text{„ „ „ von der einseitigen Nutzlast} \dots H_p &= 10.839 \text{ „} \\ \text{„ „ „ „ Temperatur-Erhöhung} \dots H^t &= 0.114 \text{ „} \\ H &= (H_g + H_p + H^t) = 14.858 \text{ ton} \end{aligned}$$

Die Verticalkraft vom Eigengewichte ist für den Schnitt:

$$\begin{array}{cc} \alpha\beta & \gamma\delta \\ \text{nach Tabelle „a“ (siehe Fig. 9 a)} & 3.074 \text{ ton} \quad 2.736 \text{ ton} \end{array}$$

Die Verticalkraft von der einseitigen Nutzlast

$$\begin{array}{cc} \text{laut Tabelle „g“} & 12.750 \text{ „} \quad 10.875 \text{ „} \\ V_1 = (B_1g + B_1p) & = 15.824 \text{ ton}, 13.611 \text{ ton} \end{array}$$

$$N_{+1}^{\alpha\beta} = H \cdot \cos \varphi_1 + V_1 \sin \varphi_1 = 14.858 \times 0.817 + (15.824 \times 0.577) = 21.269 \text{ ton}$$

$$N_{+1}^{\gamma\delta} = H \cdot \cos \varphi_1 + V_1 \sin \varphi_1 = 14.858 \times 0.817 + (13.611 \times 0.577) = 19.993 \text{ ton.}$$

Für den Querschnitt  $+2$

$$\begin{array}{cc} \alpha\beta & \gamma\delta \\ \text{Verticalkraft } B_2g = & 2.736 \quad 2.128 \\ B_2p = & 10.875 \quad 7.500 \\ V_2 = (B_2g + B_2p) & = 13.611 \quad 9.628 \text{ ton} \end{array}$$

$$N_{+2}^{\alpha\beta} = H \cos \varphi_1 + V_2 \sin \varphi_1 = 14.858 \times 0.817 + 13.611 \times 0.577 = 19.993 \text{ ton}$$

$$N_{+2}^{\gamma\delta} = H \cdot \cos \varphi_2 + V_2 \cdot \sin \varphi_2 = 14.858 \times 0.879 + 9.628 \times 0.477 = 17.653 \text{ ton.}$$

In gleicher Weise wurden berechnet:

Für den Querschnitt  $+3$

$$N_{+3}^{\alpha\beta} = 17.653 \text{ ton.}$$

$$N_{+3}^{\gamma\delta} = 15.885 \text{ ton.}$$

Für den Querschnitt  $+4$

$$N_{+4}^{\alpha\beta} = 15.885 \text{ ton.}$$

$$N_{+4}^{\gamma\delta} = 14.849 \text{ ton.}$$

Für den Querschnitt + 5

$$N_{+5}^{\alpha\beta} = 14.849 \text{ ton.}$$

$$N_{+5}^{\gamma\delta} = 14.635 \text{ ton.}$$

Vertical-

$$K_{\pm 6}^g = 0.304 - 0.304$$

$$K_{\pm 6}^p = 2.625 - 4.313$$

$$V_{\pm 6} = 2.321 - 4.617 \text{ ton}$$

$$\text{Für den Querschnitt } \pm 6$$

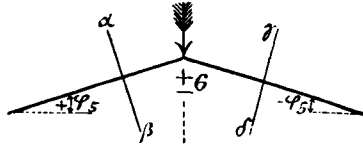


Fig. 17.

$$N_{\pm 6}^{\alpha\beta} = H \cdot \cos \varphi_5 + V_6 \cdot \sin \varphi_5 = 14.858 \times 0.997 - 2.321 \times 0.077 = 14.635 \text{ ton}$$

$$N_{\pm 6}^{\gamma\delta} = H \cos \varphi_5 + V_6 \sin \varphi_5 = 14.858 \times 0.997 + 4.617 \times 0.077 = 15.169 \text{ ton.}$$

Für den Querschnitt - 5

$$\text{Verticalkraft } K_{-5}^g = 0.304 \quad 0.916$$

$$K_{-5}^p = 4.313 \quad 4.313$$

$$V_{-5} = 4.617 \quad 5.225 \text{ ton}$$

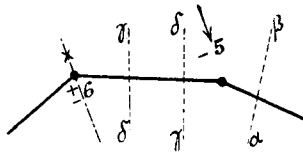


Fig. 18.

$$N_{-6}^{\gamma\delta} = H \cdot \cos \varphi_5 + V_{-5} \sin \varphi_5 = 14.858 \times 0.997 + 4.617 \times 0.077 = 15.169 \text{ ton}$$

$$N_{-6}^{\alpha\beta} = H \cdot \cos \varphi_4 + V_{-5} \sin \varphi_4 = 14.858 \times 0.974 + 5.225 \times 0.227 = 15.658 \text{ ton.}$$

Für den Querschnitt - 4

$$N_{-4}^{\gamma\delta} = 15.658 \text{ ton}$$

$$N_{-4}^{\alpha\beta} = 15.953 \text{ ton.}$$

Für den Querschnitt - 3

$$N_{-3}^{\gamma\delta} = 15.953 \text{ ton}$$

$$N_{-3}^{\alpha\beta} = 16.133 \text{ ton.}$$

Für den Querschnitt - 2

$$N_{-2}^{\gamma\delta} = 16.133 \text{ ton}$$

$$N_{-2}^{\alpha\beta} = 16.206 \text{ ton.}$$

Für den Querschnitt - 1

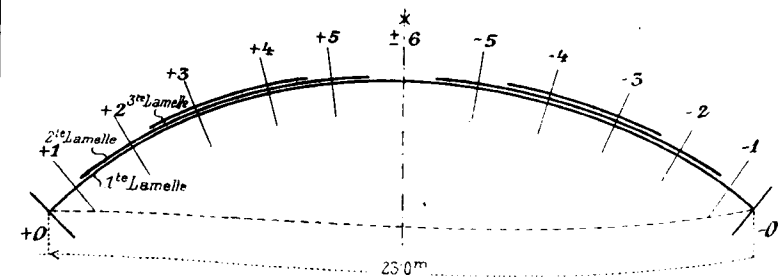
$$N_{-1}^{\gamma\delta} = 16.206 \text{ ton}$$

$$N_{-1}^{\alpha\beta} = 16.401 \text{ ton}$$

Die Achsialkräfte „ $N_n$ “ für die restlichen einseitigen Nutzlasten  $p_2$  bis  $p_7$  sind in der folgenden Tabelle „i“ mit Zuhilfenahme der Tabellen „a“ und „g“ zusammengestellt.

## Berechnung der Inanspruchnahmen.

Unter der Voraussetzung, daß der Querschnitt zur Bogenachse symmetrisch, und der Krümmungsradius  $r$  im Verhältnis zur Höhe des



(Die Längen für die Lamellen-Endbefestigungen sind in dieser Skizze nicht dargestellt.)

Fig. 19.

Gesamt-Achsialkräfte + „ $N_n$ “.

TABELLE „i“.

Für die Belastung in Tonnen	$\frac{N_{+1}^{\alpha\beta}}{N_{+1}^{\gamma\delta}}$	$\frac{N_{+2}^{\alpha\beta}}{N_{+2}^{\gamma\delta}}$	$\frac{N_{+3}^{\alpha\beta}}{N_{+3}^{\gamma\delta}}$	$\frac{N_{+4}^{\alpha\beta}}{N_{+4}^{\gamma\delta}}$	$\frac{N_{+5}^{\alpha\beta}}{N_{+5}^{\gamma\delta}}$	$\frac{N_{+6}^{\alpha\beta}}{N_{+6}^{\gamma\delta}}$	$\frac{N_{-5}^{\gamma\delta}}{N_{-5}^{\alpha\beta}}$	$\frac{N_{-4}^{\gamma\delta}}{N_{-4}^{\alpha\beta}}$	$\frac{N_{-3}^{\gamma\delta}}{N_{-3}^{\alpha\beta}}$	$\frac{N_{-2}^{\gamma\delta}}{N_{-2}^{\alpha\beta}}$	$\frac{N_{-1}^{\gamma\delta}}{N_{-1}^{\alpha\beta}}$
	T o n n e n										
$p_1 = 1.5$	21.269 19.993	19.993 17.653	17.653 15.885	15.885 14.849	14.849 14.635	14.635 15.169	15.169 15.658	15.658 15.953	15.953 16.133	16.133 16.206	16.206 16.401
$p_2 = 3.0$	37.481 35.122	35.122 30.758	30.758 27.477	27.477 25.577	25.577 25.239	25.239 26.308	26.308 27.194	27.194 27.613	27.613 27.718	27.718 27.550	27.550 27.745
$p_3 = 4.5$	53.694 50.253	50.253 48.863	48.863 39.068	39.068 36.304	36.304 35.843	35.843 37.446	37.446 38.730	38.730 39.272	39.272 39.302	39.302 38.894	38.894 39.090
$p_4 = 6.0$	69.906 65.383	65.383 56.968	56.968 50.659	50.659 47.031	47.031 46.448	46.448 48.795	48.795 50.266	50.266 50.931	50.931 50.887	50.887 50.238	50.238 50.433
$p_5 = 7.5$	86.118 80.514	80.514 70.073	70.073 62.249	62.249 57.758	57.758 57.052	57.052 59.728	59.728 61.802	61.802 62.589	62.589 62.472	62.472 61.583	61.583 61.778
$p_6 = 8.5$	96.932 90.607	90.607 78.818	78.818 69.978	69.978 64.914	64.914 64.126	64.126 67.153	67.153 69.497	69.497 70.366	70.366 70.199	70.199 69.150	69.150 69.345
$p_7 = 9.0$	102.330 95.644	95.644 83.178	83.178 73.840	73.840 68.487	68.487 67.657	67.657 70.862	70.862 73.339	73.339 74.248	74.248 74.057	74.057 72.926	72.926 73.121

Querschnittes groß ist, können für die spezifischen Spannungen folgende Formeln in Anwendung gelangen:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_1 &= \frac{N_n}{F_n^1} + \frac{M_n \cdot e_1}{J} \\ \sigma_2 &= \frac{N_n}{F_n^1} + \frac{M_n \cdot e_2}{J} \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots 12)$$

Mit Hilfe der Formel 12) sollen nun für alle Bogenquerschnitte die Inanspruchnahmen u. zw. für  $p_1$  bis  $p_7$  berechnet werden.

Die Querschnitts-Austheilung des Bogenträgers ist in Fig. 19 derart dargestellt, daß hieraus der in Rechnung gestellte tragende Querschnitt (mit Auslassung des Grundquerschnittes: Stehblech mit vier Winkeleisen) in jedem Bogenpunkte ersichtlich ist.

(Die Querschnittsvertheilung ist auf beiden Bogenhälften symmetrisch angeordnet.)

(In der Formel 12) bedeutet das  $J \dots (J_n^1)$  vom Nutzquerschnitt.)

Nettoquerschnitte	Trägheitsmoment	Werthe von $e_1 = e_2$
$F_n^1$ in $cm^2$	$(J_n^1)$ in $cm^4$	in $cm$

für eine Lamelle  $F_1^1 = 109.6 \cdot (J_1^1) = 19,203 \dots \dots 16.8$

für zwei Lamellen  $F_2^1 = 135.2 \cdot (J_2^1) = 26,778 \dots \dots 17.6$

für drei Lamellen  $F_3^1 = 160.8 \cdot (J_3^1) = 35,073 \dots \dots 18.4$

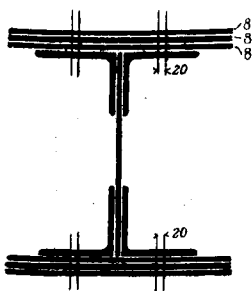


Fig. 20.

Die Achsialkräfte  $N_n$  sind aus der Tabelle „i“, und die Momente „ $M_n$ “ aus der Tabelle „h“ zu entnehmen.

Die Inanspruchnahmen rechnen sich also nach Formel 12)

$$\sigma_1 = \frac{N_n}{F_n^1} + \frac{M_n \cdot e_1}{(J_n^1)}$$

für die oberste Faser in  $kg$  per  $cm^2$ ,

$$\sigma_2 = \frac{N_n}{F_n^1} - \frac{M_n \cdot e_2}{(J_n^1)}$$

für die unterste Faser in  $kg$  per  $cm^2$ .

Für die Nutzlast  $p_1 = 1.5 \text{ ton}$ , u. zw.

Für + 2 (Grundquerschnitt mit zwei Lamellen)

$$\left. \begin{aligned} M_{+2} &= + 8.341 \text{ t/m} \\ &= + 834,100 \text{ kg/cm} \\ \frac{N_{+2}^{\alpha\beta}}{N_{+2}^{\gamma\delta}} &= \frac{19.998}{17.658} \text{ ton} \\ F_2^1 &= 135.2 \text{ cm}^2 \\ (J_2^1) &= 26,778 \text{ cm}^4 \\ e_1 = e_2 &= 17.6 \text{ cm} \end{aligned} \right\} \left. \begin{aligned} \sigma_1 &= \frac{19993}{135.2 \text{ cm}^2} + \frac{834100 \times 17.6}{26.778 \text{ cm}^4} = + 696 \\ \sigma_1 &= \frac{17653}{135.2} + \frac{834100 \times 17.6}{26778} = + 679 \\ \sigma_2 &= \frac{19993}{135.2} - \frac{834100 \times 17.6}{26778} = - 400 \\ \sigma_2 &= \frac{17653}{135.2} - \frac{834100 \times 17.6}{26778} = - 417 \end{aligned} \right\} \begin{matrix} *) \\ **) \end{matrix}$$

Für + 3 (Grundquerschnitt mit drei Lamellen)

$$\left. \begin{aligned} M_{+3} &= + 11.878 \text{ t/m} \\ &= + 1,187,800 \text{ kg/cm} \\ \frac{N_{+3}^{\alpha\beta}}{N_{+3}^{\gamma\delta}} &= \frac{17.653}{15.885} \text{ ton} \\ F_3^1 &= 160.8 \text{ cm}^2 \\ (J_3^1) &= 33,702 \text{ cm}^4 \\ e_1 = e_2 &= 18.4 \text{ cm} \end{aligned} \right\} \left. \begin{aligned} \sigma_1 &= \frac{17653}{160.8} + \frac{1187800 \times 18.4}{35073} = + 733 \\ \sigma_1 &= \frac{15885}{160.8} + \frac{1187800 \times 18.4}{35073} = + 722 \\ \sigma_2 &= \frac{17653}{160.8} - \frac{1187800 \times 18.4}{35073} = - 513 \\ \sigma_2 &= \frac{15885}{160.8} - \frac{1187800 \times 18.4}{35073} = - 524 \end{aligned} \right\} \begin{matrix} *) \\ **) \end{matrix}$$

\*) Druck in  $kg$  pro  $cm^2$  in der obersten Faser.

\*\*) Zug in  $kg$  pro  $cm^2$  in der untersten Faser.

Für + 4 (Grundquerschnitt mit drei Lamellen)

$$\left. \begin{aligned} M_{+4} &= + 11.624 \text{ m/t} \\ \frac{N_{+4}^{\alpha\beta}}{N_{+4}^{\gamma\delta}} &= \frac{15.885}{14.849} \text{ ton} \\ F_4^1 &= 160.8 \text{ cm}^2 \\ (J_4^1) &= 33,702 \text{ cm}^4 \\ e_1 = e_2 &= 18.4 \text{ cm} \end{aligned} \right\} \left. \begin{aligned} \sigma_1 &= \frac{15885}{160.8} + \frac{1162400 \times 18.4}{35073} = + 709 \\ \sigma_1 &= \frac{14849}{160.8} + \frac{1162400 \times 18.4}{35073} = + 702 \\ \sigma_2 &= \frac{15885}{160.8} - \frac{1162400 \times 18.4}{35073} = - 511 \\ \sigma_2 &= \frac{14849}{160.8} - \frac{1162400 \times 18.4}{35073} = - 518 \end{aligned} \right\} \begin{matrix} *) \\ **) \end{matrix}$$

Für + 5 (Grundquerschnitt mit zwei Lamellen)

$$\left. \begin{aligned} M_{+5} &= + 7.576 \text{ m/t} \\ \frac{N_{+5}^{\alpha\beta}}{N_{+5}^{\gamma\delta}} &= \frac{14.849}{14.635} \text{ ton} \\ F_5^1 &= 135.2 \text{ cm}^2 \\ (J_5^1) &= 26,778 \text{ cm}^4 \\ e_1 = e_2 &= 17.6 \text{ cm} \end{aligned} \right\} \left. \begin{aligned} \sigma_1 &= \frac{14849}{135.2} + \frac{757600 \times 17.6}{26778} = + 608 \\ \sigma_1 &= \frac{14635}{135.2} + \frac{757600 \times 17.6}{26778} = + 606 \\ \sigma_2 &= \frac{14849}{135.2} - \frac{757600 \times 17.6}{26778} = - 388 \\ \sigma_2 &= \frac{14635}{135.2} - \frac{757600 \times 17.6}{26778} = - 390 \end{aligned} \right\} \begin{matrix} *) \\ **) \end{matrix}$$

Für ± 6 (Grundquerschnitt mit einer Lamelle)

$$\left. \begin{aligned} M_{\pm 6} &= - 0.229 \text{ m/t} \\ \frac{N_{\pm 6}^{\alpha\beta}}{N_{\pm 6}^{\gamma\delta}} &= \frac{14.635}{15.169} \text{ ton} \\ F_6^1 &= 109.6 \text{ cm}^2 \\ (J_6^1) &= 19,203 \text{ cm}^4 \\ e_1 = e_2 &= 16.8 \text{ cm} \end{aligned} \right\} \left. \begin{aligned} \sigma_1 &= \frac{14635}{109.6 \text{ cm}^2} + \frac{22900 \times 16.8}{19203 \text{ cm}^4} = + 113 \\ \sigma_1 &= \frac{15169}{109.6} + \frac{22900 \times 16.8}{19203} = + 118 \\ \sigma_2 &= \frac{14635}{109.6} - \frac{22900 \times 16.8}{19203} = + 153 \\ \sigma_2 &= \frac{15169}{109.6} - \frac{22900 \times 16.8}{19203} = + 158 \end{aligned} \right\} \begin{matrix} \text{Druck oben} \\ \text{Druck unten} \end{matrix}$$

Für - 5 (Grundquerschnitt mit zwei Lamellen)

$$\left. \begin{aligned} M_{-5} &= - 8.029 \text{ m/t} \\ \frac{N_{-5}^{\alpha\beta}}{N_{-5}^{\gamma\delta}} &= \frac{15.169}{15.658} \text{ ton} \\ F_5^1 &= 135.2 \text{ cm}^2 \\ (J_5^1) &= 26,778 \text{ cm}^4 \\ e_1 = e_2 &= 17.6 \text{ cm} \end{aligned} \right\} \left. \begin{aligned} \sigma_1 &= \frac{15169}{135.2} - \frac{802900 \times 17.6}{26778} = - 416 \\ \sigma_1 &= \frac{15658}{135.2} - \frac{802900 \times 17.6}{26778} = - 412 \\ \sigma_2 &= \frac{15169}{135.2} + \frac{802900 \times 17.6}{26778} = + 640 \\ \sigma_2 &= \frac{15658}{135.2} + \frac{802900 \times 17.6}{26778} = + 644 \end{aligned} \right\} \begin{matrix} *) \\ **) \end{matrix}$$

Für - 4 (Grundquerschnitt mit drei Lamellen)

$$\left. \begin{aligned} M_{-4} &= - 11.998 \text{ m/t} \\ \frac{N_{-4}^{\alpha\beta}}{N_{-4}^{\gamma\delta}} &= \frac{15.658}{15.953} \text{ ton} \\ F_4^1 &= 160.8 \text{ cm}^2 \\ (J_4^1) &= 33,702 \text{ cm}^4 \\ e_1 = e_2 &= 18.4 \text{ cm} \end{aligned} \right\} \left. \begin{aligned} \sigma_1 &= \frac{15658}{160.8} - \frac{1199800 \times 18.4}{35073} = - 532 \\ \sigma_1 &= \frac{15953}{160.8} - \frac{1199800 \times 18.4}{35073} = - 530 \\ \sigma_2 &= \frac{15658}{160.8} + \frac{1199800 \times 18.4}{35073} = + 726 \\ \sigma_2 &= \frac{15953}{160.8} + \frac{1199800 \times 18.4}{35073} = + 728 \end{aligned} \right\} \begin{matrix} *) \\ **) \end{matrix}$$

\*) Druck in  $kg$  pro  $cm^2$  in der obersten Faser.

\*\*) Zug in  $kg$  pro  $cm^2$  in der untersten Faser.

Für — 3 (Grundquerschnitt mit drei Lamellen)

$$\begin{aligned}
 M_{-3} &= -12.166 \text{ m/t} \\
 \frac{N \gamma \delta}{N \alpha \beta} &= \frac{15.953}{16.123} \text{ ton} \\
 F_{31} &= 160.8 \text{ cm}^2 \\
 (J_{31}) &= 33.702 \text{ cm}^4 \\
 e_1 &= e_2 = 18.4 \text{ cm}
 \end{aligned}
 \left\{
 \begin{aligned}
 \sigma_1 &= \frac{15953}{160.8} - \frac{1216600 \times 18.4}{35073} = -539 \\
 \sigma_1 &= \frac{16133}{160.8} - \frac{1216600 \times 18.4}{35073} = -538 \\
 \sigma_2 &= \frac{15953}{160.8} + \frac{1216600 \times 18.4}{35073} = +737 \\
 \sigma_2 &= \frac{16133}{160.8} + \frac{1216600 \times 18.4}{35073} = +738
 \end{aligned}
 \right\}
 \begin{matrix}
 *) \\
 **)
 \end{matrix}$$

Für — 2 (Grundquerschnitt mit zwei Lamellen)

$$\begin{aligned}
 M_{-2} &= 8.532 \text{ m/t} \\
 \frac{N \gamma \delta}{N \alpha \beta} &= \frac{16.133}{16.206} \text{ ton} \\
 F_{21} &= 135.2 \text{ cm}^2 \\
 (J_{21}) &= 26.778 \text{ cm}^4 \\
 e_1 &= e_2 = 17.6 \text{ cm}
 \end{aligned}
 \left\{
 \begin{aligned}
 \sigma_1 &= \frac{16133}{135.2} - \frac{853200 \times 17.6}{26778} = -442 \\
 \sigma_1 &= \frac{16206}{135.2} - \frac{853200 \times 17.6}{26778} = -441 \\
 \sigma_2 &= \frac{16133}{135.2} + \frac{853200 \times 17.6}{26778} = +680 \\
 \sigma_2 &= \frac{16206}{135.2} + \frac{853200 \times 17.6}{26778} = +681
 \end{aligned}
 \right\}
 \begin{matrix}
 *) \\
 **)
 \end{matrix}$$

Aus der Tabelle „k“ ist ersichtlich, daß rechnermäßig der gefährliche Querschnitt bei — 3 bzw. + 3 liegt, in welchem bei den Belastungen von  $p = 1.5 \text{ ton}$  die Maximal-Inanspruchnahmen von  $738 \text{ kg}$  per  $\text{cm}^2$  Druck in der unteren Faser und  $539 \text{ kg}$  Zug in der oberen Faser, bei der Grenzbelastung  $p = 9.0 \text{ ton}$  solche von  $4332 \text{ kg}$  Druck und  $3356 \text{ kg}$  Zug resultieren.

Es ist wohl selbstverständlich, daß die in der Tabelle zusammengestellten Resultate für die Inanspruchnahmen nur insoweit den Anspruch auf theoretische Richtigkeit erheben können, als sich die Inanspruchnahmen zwischen 0 und der Elasticitätsgrenze bewegen, d. i. für welches Flusseisen circa bei  $2000 \text{ kg}$  per  $\text{cm}^2$ , da bekanntlich die Navier'sche Biegungsformel nur für spezifische Spannungen, welche innerhalb der Elasticitätsgrenze liegen, Geltung hat.

Man hat aber bisher immer, wenn es sich um Bruchversuche ganzer Constructionen handelte, die zulässige Inanspruchnahme nach der genannten Formel berechnet und dann angenommen, daß bei einem Sicherheitsgrad „n“, eine n-fach größere Belastung den Bruch herbeiführen wird.

Wie aus der Tabelle „k“ zu sehen ist, wird die Elasticitätsgrenze circa bei der Belastung von  $p = 4.5 \text{ ton}$  bereits erreicht. Auf Tafel Nr. IX sind die erhaltenen Inanspruchnahmen für die Belastungen von  $p = 1.5 \text{ ton}$  und  $p = 9.0 \text{ ton}$  graphisch dargestellt. Da die Zerstörung des Eisens erfahrungsgemäß früher durch hohe Zugbeanspruchungen, als durch gleich hohe Druck-Inanspruchnahmen herbeigeführt wird, so werden voraussichtlich die ersten Anzeichen der Zerstörung des Bogens, abgesehen von den Inanspruchnahmen der Nietbolzen und den Inanspruchnahmen der Lochwände der Nietbolzen (die später behandelt werden) im Querschnitt + 3 oder — 3 in der unteren bzw. oberen Faser auftreten, da rechnermäßig an diesen Stellen die höchsten Inanspruchnahmen auf Zug stattfinden, wenn die Belastung soweit fortgesetzt wird, bis die Zerreißfestigkeit des Martineisens erreicht ist.

Die hohen Druck-Inanspruchnahmen in + 3 und — 3 bei Belastungen bis  $p = 9.0 \text{ ton}$  dürften wohl kaum einen anderen Einfluss auf die Zerstörung des Bogens ausüben, als daß die Blechwände der Träger eine seitliche Ausbiegung erfahren, und diese Art der Zerstörung ist die wahrscheinlich eintretende.

Erfolgt jedoch bis zur Belastung von  $p = 9.0 \text{ ton}$  noch keine seitliche Ausknickung der Tragwände und wird die Belastung fortgesetzt auf  $p = 10^1, 11^1 \dots \text{ton}$  (für welche Belastungen in dieser Berechnung allerdings die betreffenden Angaben fehlen), so daß Zug-Inanspruchnahmen

\*) Zug in  $\text{kg}$  pro  $\text{cm}^2$  in der obersten Faser.\*\*) Druck in  $\text{kg}$  pro  $\text{cm}^2$  in der untersten Faser.

TABELLE „k“ (+ Druck, — Zug).

Inanspruchnahmen der Bogenquerschnitte in  $\text{kg}$  pro  $\text{cm}^2$ .

Für die Belastung per laufenden Meter	+ 2		+ 3		+ 4		+ 5		+ 6		— 5		— 4		— 3	
	σ <sub>1</sub>		σ <sub>1</sub>		σ <sub>1</sub>		σ <sub>1</sub>		σ <sub>1</sub>		σ <sub>1</sub>		σ <sub>1</sub>		σ <sub>1</sub>	
	obere	untere	obere	untere	obere	untere	obere	untere	obere	untere	obere	untere	obere	untere	obere	untere
f ü r d i e f a s e r																
ton	α β		γ δ		α β		γ δ		α β		γ δ		α β		γ δ	
	+	—	+	—	+	—	+	—	+	—	+	—	+	—	+	—
$p_1 = 1.5$	696	679	400	417	733	722	513	524	709	702	511	518	608	606	388	390
$p_2 = 3.0$	1368	1336	848	880	1452	1431	1070	1091	1409	1398	1069	1080	1213	1211	835	837
$p_3 = 4.5$	2039	1992	1295	1342	2171	2142	1627	1656	2111	2093	1625	1643	1819	1815	1281	1285
$p_4 = 6.0$	2711	2649	1743	1805	2892	2853	2184	2223	2813	2790	2183	2206	2424	2420	1728	1732
$p_5 = 7.5$	3382	3305	2190	2267	3613	3565	2743	2791	3515	3487	2741	2769	3030	3025	2174	2179
$p_6 = 8.5$	3829	3742	2487	2574	4098	4044	3120	3174	3989	3957	3119	3151	3431	3425	2469	2475
$p_7 = 9.0$	4053	3961	2639	2731	4332	4274	3298	3356	4216	4189	3298	3332	3636	3630	2622	2628

in + 3 oder - 3 von über 3400 kg per  $\text{cm}^2$  hervorgerufen werden, so wird der Bogen durch Zerreißen der Eisenteile an der auf Zug am stärksten beanspruchten Stelle zerstört werden. Dies müsste dann in der Umgebung des Querschnittes bei + 3 in der untersten Faser erfolgen. Die Zerreißfestigkeit des weichen Martin-Flusseisens schwankt bekanntlich zwischen 3400 kg und 4000 kg per  $\text{cm}^2$ .

### Die Materialverteilung im Bogenträger.

(Siehe Tafel IX.)

Die Materialverteilung ist derart durchgeführt, daß dieselbe zunächst in beiden Bogenhälften und überdies im Ober- und Untergurt vollkommen symmetrisch angeordnet ist. Für die Dimensionierung war der Druckgurt als der stärksten beanspruchte maßgebend, d. i. in der belasteten Bogenhälfte der Obergurt, in der unbelasteten Hälfte der Unter-Untergurt. Der stärksten ausgebildete Querschnitt besteht aus einem Stehblech, vier Winkelleisen und sechs Lamellen, wovon drei oben und drei unten situiert sind. Aus constructiven Gründen läuft die erste Lamelle unten situiert. Aus constructiven Gründen läuft die erste Lamelle unten situiert. Aus constructiven Gründen läuft die erste Lamelle unten situiert.

Nach der Tabelle „k“ beträgt die Druck-Inanspruchnahme in den ersten vier Feldern (in beiden Bogenhälften) bei der Belastung  $p_1 = 1.5$  ersten vier Feldern (in beiden Bogenhälften) bei der Belastung  $p_1 = 1.5$  ersten vier Feldern (in beiden Bogenhälften) bei der Belastung  $p_1 = 1.5$

Es rechnen sich nun die Momente für die angenommenen Inanspruchnahmen (700 oder 600 kg) unter der Voraussetzung, daß die Achsialkraft „N“ im Felde constant ist, was hier der Fall ist, da der Bogen aus Polygonstücken zusammengesetzt ist, und nur in den Knotenpunkten durch centrirte Kräfte belastet wird (auch das Eigengewicht in den Knoten wirkend gedacht), wie folgt:

Für die erste Lamelle zwischen + 1 und + 2 ist

$$700 = \frac{N}{F_1} + \frac{m_I \cdot e_1}{J}; \text{ hieraus } m_I = 592,000 \text{ kg/cm} = 5.92 \text{ tm},$$

$$N = 19993 \text{ kg nach Tabelle „i“ } \left( N^{\alpha \beta}_{+2} \right)$$

$$F = 109.6 \text{ cm}^2 \text{ (für eine Lamelle, Netto),}$$

$$e_1 = 16.8 \text{ cm Entfernung der äussersten Schichte.}$$

$$J = 19202 \text{ cm}^4 \text{ Trägheitsmoment.}$$

Für die zweite Lamelle zwischen + 2 und + 3 ist

$$700 = \frac{17653}{135.2} + \frac{m_{II} \cdot 17.6}{27778}, m_{II} = 8.997 = 9.00 \text{ tm},$$

Für die zweite Lamelle zwischen + 4 und + 5 ist

$$700 = \frac{14849}{135.2} + \frac{m_{III} \cdot 17.6}{27778}, m_{III} = 9.31 \text{ tm}.$$

Für die erste Lamelle zwischen + 5 und + 6 ist

$$600 = \frac{14635}{109.6} + \frac{m_{IV} \cdot 16.8}{19203}, m_{IV} = 5.34 \text{ tm}.$$

Auf der unbelasteten Bogenhälfte für die erste Lamelle zwischen - 6 und - 5

$$600 = \frac{15169}{109.6} + \frac{(m_{IV}) \cdot 16.8}{19203}, (m_{IV}) = - 5.28 \text{ tm}.$$

Für die zweite Lamelle zwischen - 5 und - 4 ist

$$700 = \frac{15658}{135.2} + \frac{(m_{III}) \cdot 17.6}{27778}, (m_{III}) = - 9.16 \text{ tm}.$$

Für die zweite Lamelle zwischen - 3 und - 2 ist

$$700 = \frac{16133}{135.2} + \frac{(m_{II}) \cdot 17.6}{27778}, (m_{II}) = 9.17 \text{ tm}.$$

Für die erste Lamelle zwischen - 2 und - 1 ist

$$700 = \frac{16206}{109.6} + \frac{(m_I) \cdot 16.8}{19203}, (m_I) = 6.32 \text{ tm}.$$

### Graphische Ermittlung der Lage für die Lamellenenden.

(Für die Anfangbelastung  $p_1 = 1.5 \text{ tm}$  per Meter-Träger.)

\* Für die Bestimmung der Lamellenenden waren in den einzelnen Knotenpunkten die unterstrichenen Coten maßgebend.

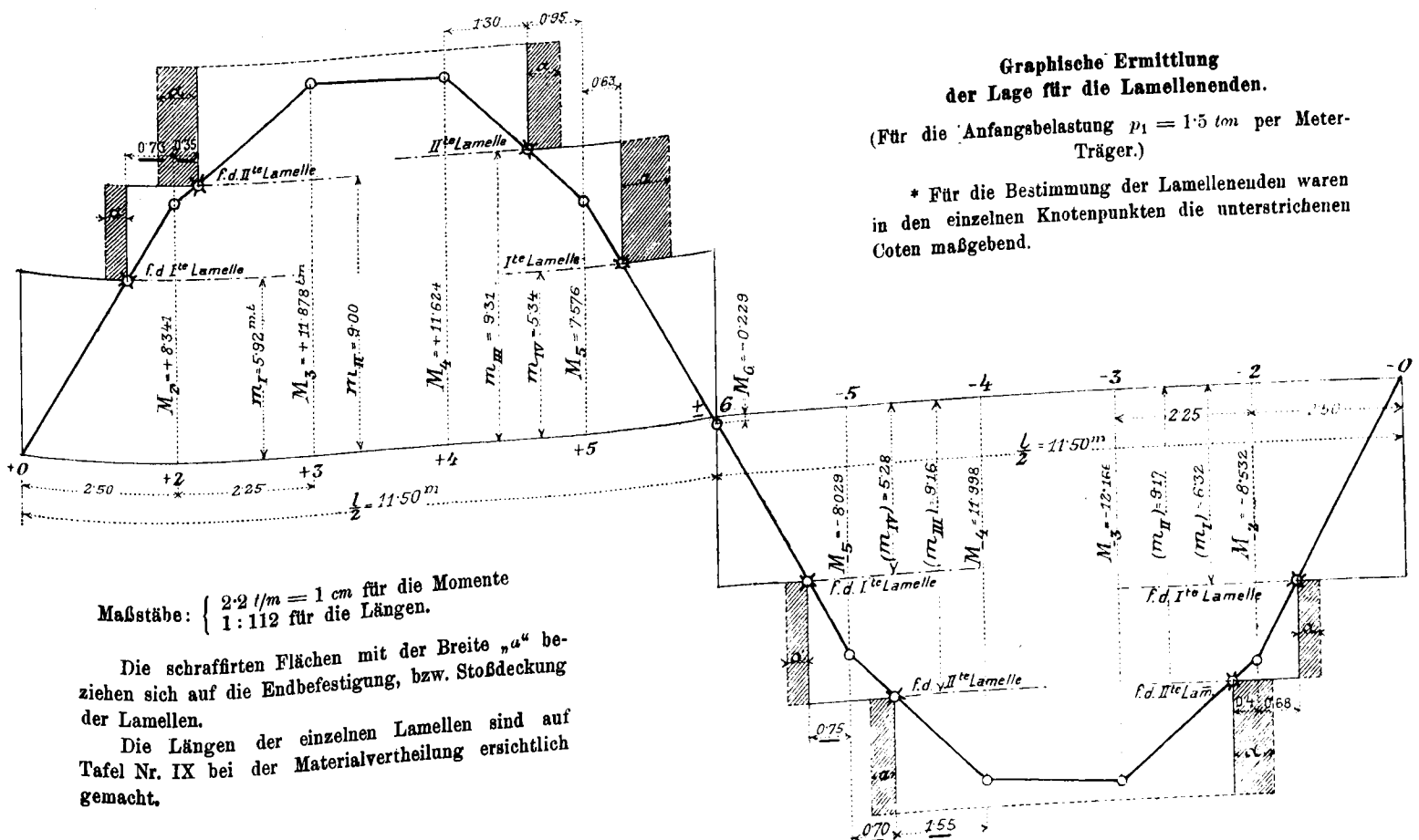


Fig. 21.

## Ueber die Stärke und Inanspruchnahme des Stehbleches.

Der Ausdruck für die verticale Schubspannung „ $t$ “ für den Balken mit ursprünglich gerader Achse ist angenähert auch bei Blechbogen-träger mit großem Krümmungshalbmesser benützbar.

Die Formel der verticalen Schubspannung lautet:

$t = \frac{T \cdot S}{J \cdot \xi} \dots 13$ , wobei „ $T$ “ die Transversalkraft, „ $S$ “ das statische Moment des über der Schnittlinie gelegenen Querschnitts theiles bezüglich der Achse  $\alpha\beta$  und  $J$  das Trägheitsmoment des vollen Querschnittes auf  $\alpha\beta$  bedeutet.

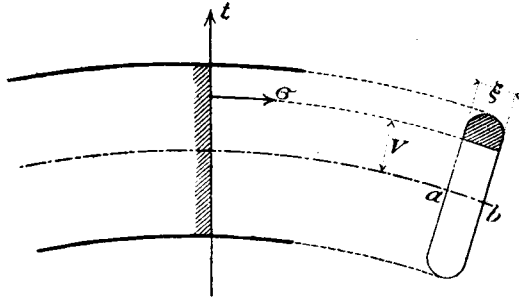


Fig. 22.

$\xi = \delta$  constant, die Dicke des Stehbleches = 1.0 cm.

Die Transversalkraft für einen beliebigen Querschnitt ist

$$T_n = V_n \cos \varphi - H \cdot \sin \varphi \dots 14)$$

$V$  = Vertikalkraft

\*  $H$  = Horizontalschub

Für die Belastung  $p = 1.5 \text{ ton}$  ist unter Benützung der bereits zusammengestellten Werthe für  $V$ , u.  $-H$  und der Winkelfunctionen u. zw. für die Querschnitte  $\alpha\beta$  Fig. 9 a,

$$T_{+1} = V \cdot \cos \varphi - H \sin \varphi = 15.824 \times 0.817 - 14.858 \times 0.577$$

$$T_{+1} = +4.355 \text{ ton (Transversalkraft im Felde } +0+1 \dots)$$

$$T_{+2} = 13.611 \times 0.817 - 14.858 \times 0.577 = +2.547 \text{ ton (im Felde } +1+2)$$

$$T_{+3} = 9.628 \times 0.879 - 14.858 \times 0.477 = +1.376 \text{ „ (im Felde } +2+3)$$

$$T_{+4} = 5.645 \times 0.932 - 14.858 \times 0.361 = -0.103 \text{ „$$

$$T_{+5} = 1.662 \times 0.974 - 14.858 \times 0.227 = -1.754 \text{ „$$

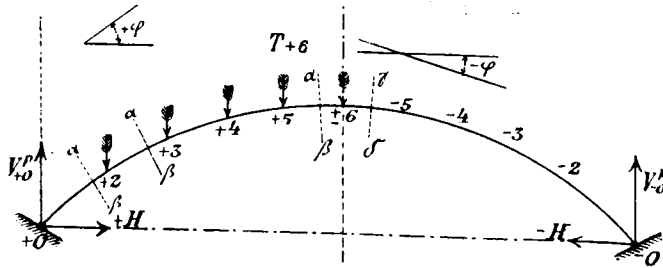


Fig. 23.

Für Schnitt  $\alpha\beta$  ist:

$$T_6 = V_6 \cdot (\cos + \varphi) - H \cdot (\sin + \varphi)$$

$$\alpha\beta \dots T_6 = V_6 \cdot \cos \varphi - H \cdot \sin \varphi$$

vom Eigengewicht ist  $\mathfrak{B}_{\pm 6}^g \dots = +0.304 \text{ ton}$ ,

von der einseitigen Nutzlast  $\mathfrak{B}_{\pm 6}^p \dots = -2.625 \text{ „}$   
 $V_6 = -2.321 \text{ ton.}$

\* Der Einfluss der hier in Betracht kommenden Temperatur-Erhöhung ( $\mu - \theta$ ) = +  $\infty$  äußert sich in  $H$ , dieser Werth ist zum Horizontalschub  $H_6 + p$  (Eigen-gewicht und einseitige Nutzlast) zu addiren. Es ist dies in den Skizzen: Fig. 12, 13, 14 und 15 veranschaulicht. Darnach konnten die für  $N$  (Achsenkräfte) bereits berechneten Werthe für  $H = [H_6 + p] + H^t$  hier wieder Verwendung finden.

$H = 14.858 \text{ ton v. fr.}$ , somit ist

$$\alpha\beta \dots T_6 = -2.321 \times 0.997 - 14.858 \times 0.077 = -3.358 \text{ ton}$$

Für den Schnitt  $\gamma\delta$  ist, wenn der Trägertheil  $\gamma\delta + 0$  in's Auge gefasst wird:

$$\gamma\delta \dots T_6 = -V_6 \cdot \cos (-\varphi) - H \cdot \sin (-\varphi)$$

$$T_6 = -V_6 \cdot \cos \varphi + H \cdot \sin \varphi.$$

Die Vertikalkraft im Schnitte  $\gamma\delta$  ist negativ, wenn das Bogenstück  $\gamma\delta + 0$  betrachtet wird.

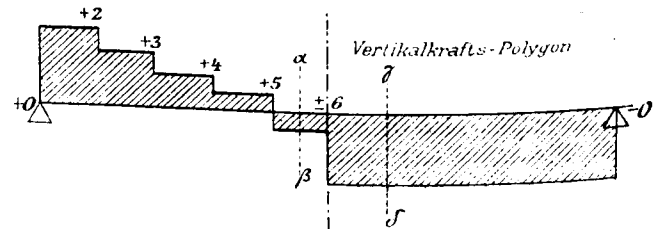


Fig. 24.

Für denselben Schnitt  $\gamma\delta$  ist, wenn der Trägertheil  $\gamma\delta - 0$  betrachtet wird

$$\gamma\delta \dots T_6 = +V_{-0} \cdot \cos (-\varphi) - (-H) \sin (-\varphi).$$

$$T_6 = V \cdot \cos \varphi - H \cdot \sin \varphi,$$

vom Eigengewichte ist für  $\gamma\delta \dots (\gamma\delta + 0) \dots \mathfrak{B}_{+6}^g \dots = -0.304$

von der einseitigen Nutzlast  $\gamma\delta \dots (\gamma\delta + 0) \dots \mathfrak{B}_{+6}^p \dots = -4.318$   
 $V_{+6} = -4.617 \text{ ton.}$

Für das Bogenfragment:

$$\gamma\delta - 0 \text{ ist } V_{-6} = +4.617 \text{ ton}$$

Daher:

$$T_{+6} = -4.617 \times 0.997 + 14.858 \times 0.077 = -3.459 \text{ ton}$$

für  $(\gamma\delta + 0)$

$$T_{-6} = +4.617 \times 0.997 - 14.858 \times 0.077 = +3.459 \text{ ton}$$

für  $(\gamma\delta - 0)$

Weiter ist:

$$T_{-5} = 5.225 \times 0.974 - 14.858 \times 0.227 = +1.716 \text{ ton für } \alpha\beta$$

$$T_{-4} = 5.833 \times 0.932 - 14.858 \times 0.361 = +0.072 \text{ „ „ „}$$

$$T_{-3} = 6.441 \times 0.879 - 14.858 \times 0.477 = -1.425 \text{ „ „ „}$$

$$T_{-2} = 7.049 \times 0.817 - 14.858 \times 0.577 = -2.814 \text{ „ „ „}$$

$$T_{-1} = 7.387 \times 0.817 - 14.858 \times 0.577 = -2.538 \text{ „ „ „}$$

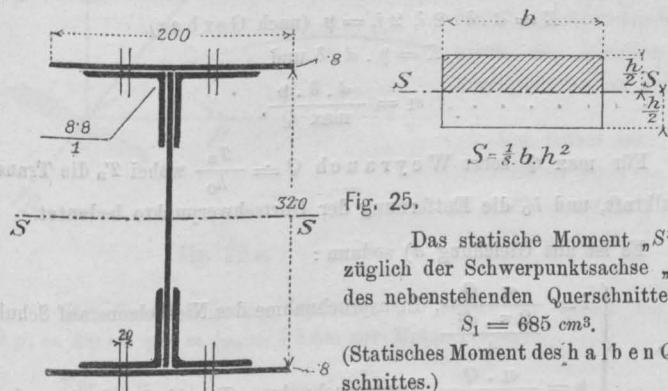
Aus den obigen Resultaten für „ $T_n$ “ ist zu ersehen, daß die Transversalkraft, abgesehen vom Querschnitte in  $+0$  (im Felde  $+0.1$ ), der aus constructiven Gründen stark ausgebildet ist, im Scheitel-Querschnitte, welcher hinsichtlich Dimensionierung am schwächsten gehalten ist (eine Lamelle), den größten Werth hat.

Es können daher nur die Querschnitte in der Nähe des Scheitels ( $\pm 6 + 5$ ), ( $\pm 6 - 5$ ) für die Untersuchung der Stehblechstärke, Inanspruchnahme und Größe der Niettheilungen in Frage kommen, weshalb für die weiteren Belastungen  $p_2$  bis  $p_7$  nur mehr die Transversalkräfte für  $\pm 6$  (Scheitel) u. zw. bezüglich des Schnittes  $\gamma\delta$  entwickelt werden sollen.

TABELLE „ $t$ “.

$T_{\pm 6}$ (für Schnitt $\gamma\delta$ )						
$p_1 = 1.5 \text{ ton}$	$p_2 = 3.0 \text{ ton}$	$p_3 = 4.5 \text{ ton}$	$p_4 = 6.0 \text{ ton}$	$p_5 = 7.5 \text{ ton}$	$p_6 = 8.5 \text{ ton}$	$p_7 = 9.0 \text{ ton}$
T o n n e n						
3.459	6.024	10.390	13.855	17.321	19.054	20.786

Der Scheitelquerschnitt ist folgender:



Das Trägheitsmoment  $J_1$  (vom Nettoquerschnitt)  $J_1 = 19,203 \text{ cm}^4$  von früher.

(Es ist für den

Querschnitt mit einer Lamelle  $\frac{S_1}{J_1} = \frac{685}{19203} = 0.0357$  [größter Werth]

„ „ zwei Lamellen  $\frac{S_2}{J_2} = \frac{891}{26778} = 0.0333$

„ „ drei „  $\frac{S_3}{J_3} = \frac{1135.5}{35073} = 0.0324$ .)

Die Inanspruchnahme des Stehbleches ergibt sich daher, bei der Stehblechstärke  $d = 1.0 \text{ cm}$  folgend

$$t = \left( \frac{T \cdot S}{J} \right) \cdot \text{per cm}^2 \text{ (für } \xi = 1), \text{ daher bei } \xi = 2$$

$$t = \frac{T \cdot S}{J} \cdot \frac{1}{2} \text{ kg per cm}^2.$$

TABELLE „ $m^a$ “.

Inanspruchnahme (auf Schub)... des Stehbleches „ $m^a$ “ in kg per cm <sup>2</sup> bei $\pm 6$						
$p_1 = 1.5 \text{ ton}$	$p_2 = 3.0 \text{ ton}$	$p_3 = 4.5 \text{ ton}$	$p_4 = 6.0 \text{ ton}$	$p_5 = 7.5 \text{ ton}$	$p_6 = 8.5 \text{ ton}$	$p_7 = 9.0 \text{ ton}$
123	215	371	494	618	680	742

Eine übermäßige Beanspruchung des Stehbleches erfolgt selbst bei der Maximalbelastung  $p_7 = 9 \text{ ton}$  nicht, indem die zulässige Inanspruchnahme auf Schub circa 600 kg per cm<sup>2</sup> beträgt.

Die Stärke des Stehbleches rechnet sich bei der Annahme, daß  $t$  = die zulässige Inanspruchnahme auf Schub... 600 kg betragen kann, für  $p_1 = 1.5 \text{ ton}$  (d. i. die Belastung, für welche die Dimensionierung des Bogens erfolgte).

$$\delta = \frac{T \cdot S}{t \cdot J} = \frac{3459 \times 685}{600 \times 19203} = 0.2 \text{ cm} = 2 \text{ mm}.$$

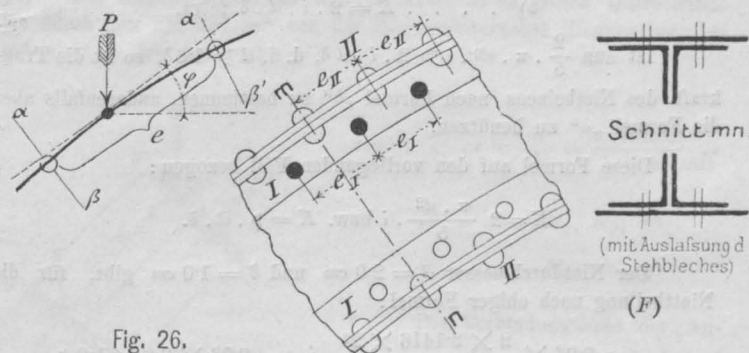
Erst bei  $p_7 = 7.5 \text{ ton}$  würde sich rechnermäßig eine notwendige Blechstärke von 10 mm ergeben.

#### Niettheilung, Inanspruchnahme der Nietbolzen und der Lochleibung.

Die achsiale Schubkraft längs einer Strecke „ $e^a$ “, innerhalb welcher eine Einzellast  $P$  wirken möge, ist nach Müller-Breslau

14 a) . . .  $(t) = P \cdot \sin \varphi \cdot \frac{(F)}{F} - \frac{S}{J} \cdot e \cdot T$ , wobei  $S$ ,  $T$ ,  $J$  die frühere Bedeutung haben, ferner  $(F)$  der Inhalt und  $S$  das statische Moment des

Gurtquerschnittes in Bezug auf die horizontale Schwerachse des ganzen Querschnittes mit der Fläche  $F$  vorstellen.



Bedeutet nun „ $K^a$ “ die Tragfähigkeit eines Nietbolzens und „ $e^a$ “ die Niettheilung, so ist, da die Nieten die achsialen Schubkräfte  $(t)$  aufzunehmen haben:

$K = P \cdot \sin \varphi \cdot \frac{(F)}{F} - \frac{S}{J} \cdot e \cdot T$  die Formel zur Berechnung der Niettheilung.

Mit Rücksicht darauf, daß der Bogenträger durch centrirte Kräfte belastet wird, und den Umstand, daß im Projecte die Niettheilungen an den Angriffsstellen dieser Einzelkräfte entsprechend klein gewählt wurden, wird für die übrigen in Betracht kommenden Querschnitte das erste Glied obiger Formel weggelassen werden können, und ergibt sich dann analog wie beim geraden Balken die Formel für die Niettheilung

$$e = \frac{J \cdot K}{S \cdot T} \dots \dots \dots 15)$$

worin  $T$  den absoluten Werth der größten Transversalkraft bedeutet.

Im früheren Punkte wurde erwähnt, daß sich der Maximalwerth der Transversalkraft von den überhaupt in Betracht zu ziehenden Querschnitten im Scheitel des Bogens ergibt. Es soll daher auch die folgende Berechnung sich nur auf die Querschnitte in der Nähe des Scheitels beziehen.

Der Querschnitt am Scheitel mit Weglassung des Stehbleches ist bekanntlich folgender.

Das statische Moment des Ober- oder des Untergurtes, bezogen auf  $S S$ , ist

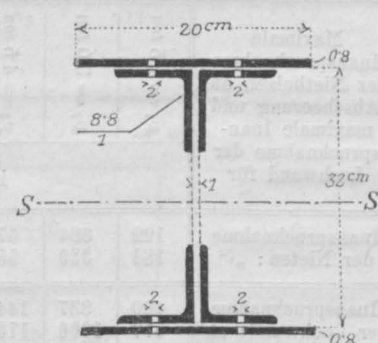
$$S_1 = 557 \text{ cm}^3.$$

Das Trägheitsmoment des ganzen Querschnittes (samt dem Stehblech)

$$J_1 = 19,203 \text{ cm}^4 \text{ und } \frac{J_1}{S_1} = \frac{19,203}{557} = 34.470$$

Für  $p_1 = 1.5 \text{ ton}$  ist nach fr.:  $T \pm 6 = 3.459 \text{ ton}$ , somit

$$e = \frac{34.470}{3.459} \cdot K = 9.96 \cdot K.$$



Die Nieten, welche die Winkeleisen mit dem Stehblech verbinden sind doppelschnittig.

Ist „ $d^a$ “ der Nietdurchmesser, so ist  $\frac{2 \pi \cdot d^2}{4}$  der beanspruchte Querschnitt und die Tragfähigkeit eines Nietes:  $K = \frac{2}{5} \cdot \pi \cdot d^2 \cdot i$ , ( $i$  = zulässige Inanspruchnahme auf Schub per cm<sup>2</sup>). Es ist daher

$$K = 2 \cdot \frac{\pi \cdot d^2}{5} \cdot i \dots \dots \dots a)$$

Es ist nun noch zu untersuchen, ob diese Belastung eine Ueberanstrengung der Lochwand zur Folge hat.

Wird angenommen, es vertheile sich  $K$  gleichmäßig über die Projection  $\bar{a} \cdot \delta$  der Lochwand (wobei  $\delta$  die Stärke des Stehbleches bedeutet) und ist unter „ $p^a$ “ die zulässige Belastung der Flächeneinheit verstanden, so muss

$$K \leq p \cdot \bar{a} \cdot \delta \text{ sein.}$$



Nach den Versuchen von „Gerber“ bietet die Annahme  $p = 2 \cdot i$  ausreichende Sicherheit, so daß

$$b) \dots K = 2 \cdot i \cdot d \cdot \delta \text{ folgt.}$$

Ist nun  $\frac{2}{5} \cdot \pi \cdot d^2 \cdot i > 2 \cdot i \cdot d \cdot \delta$ , d. i.  $d > 1.6 \delta$ , so ist die Tragkraft des Nietbolzens nach Formel „b“ zu bestimmen, anderenfalls aber die Formel „a“ zu benutzen.

Diese Formel auf den vorliegenden Fall bezogen:

$$K = 2 \cdot \frac{\pi \cdot d^2}{5} \cdot i \text{ bzw. } K = p \cdot d \cdot \delta.$$

Der Nietdurchmesser  $d = 2.0 \text{ cm}$  und  $\delta = 1.0 \text{ cm}$  gibt, für die Niettheilung nach obiger Formel:

$$e = 9.96 \times \frac{2 \times 3.1416 \times 2^2}{5} \cdot i, e = 9.96 \times 2.0 \times 1.0 p$$

$$e = 50.06 \cdot i \text{ bzw. } e = 19.92 p.$$

Die größte Niettheilung in der Nähe des Scheitels beträgt nach Tafel Nr. X  $e = 96 \text{ mm}$ , man erhält daher

$$i_1 = \frac{9.6}{50} = 0.192 \text{ ton per cm}^2 = 192 \text{ kg per cm}^2 \text{ und}$$

$$p_1 = \frac{9.6}{19.9} = 0.480 \text{ ton per cm}^2 = 480 \text{ kg per cm}^2$$

während  $i = 600 \text{ kg}$  und  $p = 1200 \text{ kg}$  zulässig sind.

Für die folgenden Belastungen  $p_2$  bis  $p_7$  gilt allgemein:

$$i_n = \frac{e \cdot T_n}{\frac{J_1}{S^1} \cdot \frac{2 \pi \cdot d^2}{5}} \text{ und } p = \frac{e \cdot T_n}{\frac{J_1}{S^1} \cdot d \cdot \delta} \dots 16$$

Hiebei ist  $e = 9.6 \text{ cm}$ , die Werthe für  $T_n$  sind von Seite 110 ( $T_{\pm 6}$ ) entnommen, der Werth  $\frac{J_1}{S^1} = 34.470$ , ferner  $\frac{2 \pi \cdot d^2}{5} = 5.026$  (bei  $d = 2 \text{ cm}$ ) und endlich  $d \cdot \delta = 2 \text{ cm}$ , bei  $\delta = 1 \text{ cm}$ .

In der untenstehenden Tabelle „n“ sind die Inanspruchnahmen der Nietbolzen auf Abscheerung und der Lochwand zusammengestellt

TABELLE „n“.

Maximale Inanspruchnahme der Nietbolzen auf Abscheerung und maximale Inanspruchnahme der Lochwand für	$p_1 = 1.5 \text{ ton}$	$p_2 = 3.0 \text{ ton}$	$p_3 = 4.5 \text{ ton}$	$p_4 = 6.0 \text{ ton}$	$p_5 = 7.5 \text{ ton}$	$p_6 = 8.5 \text{ ton}$	$p_7 = 9.0 \text{ ton}$
	in kg per cm <sup>2</sup>						
Inanspruchnahme der Nieten: „i“	192	334	576	768	960	1056	1152
Inanspruchnahme der Lochwand: „p“	480	837	1444	1926	2408	2649	2890
	577	1006	1735	2314	2893	3182	3471

Die Nieten II, welche die Kopfplatten mit den Winkeleisen verbinden, erhalten trotz geringerer Beanspruchung dieselbe Theilung wie die horizontalen Nieten I.

Ein Vergleich der Tabelle „i“, welche die Inanspruchnahmen in den einzelnen Bogenquerschnitten enthält, mit der Tabelle „n“ lässt ersehen, daß durch die hohen Inanspruchnahmen der Nietbolzen und jener der Lochwand (bei  $p_3 = 9.0 \text{ ton}$ ) die Zerstörung des Bogens nicht erfolgen dürfte, sondern das letztere in Folge der hohen Inanspruchnahmen der Bogenquerschnitte in  $-3$  oder  $+3$  oder durch Ausknicken der Tragwände zu erwarten steht.

Nach einer anderen Anschauung rechnet sich „i“ und „p“ folgend: Nach Dr. Weyrauch (Festigkeit und Dimensionen-Berechnung der Eisen- und Stahlconstruktionen 1876) ist für den geraden Balken:

$$a) \dots e_1 = \frac{K}{\max Q}, \text{ wobei für die Nieten I, da dieselben doppelschnittig sind, } K = 2 \cdot \frac{\pi \cdot d^2}{4} \cdot i \text{ ist und } Q \text{ die achsiale Schubkraft be-}$$

deutet. Der Werth für  $K$  ist indeß nur dann zulässig, wenn damit der Druck auf die Lochwand nicht zu groß wird. Dieser Druck darf betragen

$$K = d \cdot \delta \cdot 2 i, 2 i = p \text{ (nach Gerber)}$$

$$K = p \cdot d \cdot \delta \text{ und}$$

$$b) \dots e_1 = \frac{d \cdot \delta \cdot p}{\max Q}.$$

Für  $\max Q$  setzt Weyrauch  $Q = \frac{T_n}{h_0}$  wobei  $T_n$  die Transversalkraft, und  $h_0$  die Entfernung der Gurtschwerpunkte bedeutet.

Es ist aus Gleichung a) sodann:

$$c) \dots \begin{cases} i = \frac{e_1 \cdot Q}{2 \pi \cdot d^2}, \text{ Inanspruchnahme des Nietbolzens auf Schub.} \\ p = \frac{e_1 \cdot Q}{d \cdot \delta}, \text{ Inanspruchnahme (Druck) der Lochwand.} \end{cases}$$

Die beiden Formeln für den vorliegenden Fall benutzt, liefern für nebenstehenden Querschnitt (am Scheitel) und für die Belastungen  $p_1 = 1.5$  bis  $p_7 = 9.0 \text{ ton}$  Resultate, welche in der Tabelle „n“ eingeführt erscheinen, u. zw. ist der aus diesen Formeln herrührende Werth fett gedruckt.

(Niettheilung  $e_1 = 9.6 \text{ cm}$   $T_n$  aus Tabelle „t“). Die Werthe für  $p$  ergeben nach Formel „c“ wesentlich größere Resultate, als nach der Formel von Müller-Breslau.

Die Niettheilung  $e_{II}$  würde rechnermäßig „größer“ sein können, als  $e_I$ , nachdem aber  $e_I = e_{II}$  ausgeführt ist, werden die Inanspruchnahmen dieser Nieten entsprechend kleinere sein, als jene, die in der Tabelle „n“ angeführt sind.

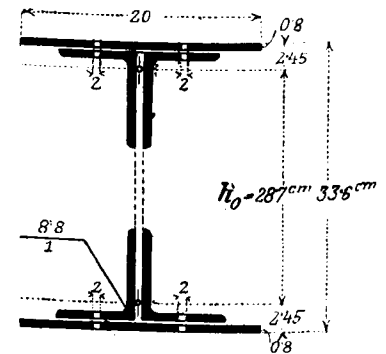


Fig. 28.

#### Ermittlung der Kämpferdrücke und die Richtung derselben.

Für die Belastungen von  $2 p = 3 \text{ ton}$  ( $p = 1.5 \text{ ton}$ ) per Meter bis  $2 p = 20 \text{ ton}$  per Meter-Bogen ( $p = 10.0 \text{ ton}$  per Meter-Träger). Allgemein ist der Kämpferdruck durch die Formel bestimmt

$$17) \dots R = \sqrt{V^2 + H^2} \text{ und die Richtung durch den Winkel } \text{tg } \Psi = \frac{V}{H} \dots 18)$$

$V$  ist hiebei die Gesamt-Verticalreaction am Kämpfer und  $H$  der Gesamt-Horizontalschub, herrührend vom Eigengewicht, der einseitigen Nutzlast und der Temperatur-Aenderung.

$$V = V_g + V_p \text{ (Eigengewicht und einseitige Nutzlast).}$$

$$H = H_g + H_p + H_t \text{ (Eigengewicht, einseitige Nutzlast und Temperatur-Aenderung).}$$

Der Einfluss der Temperatur-Aenderung, d. i. „ $H_t$ “, ist für beide Kämpfer  $+0$  und  $-0$  zu dem Horizontalschub  $H(p+g)$  der Verticallasten (Eigengewicht und einseitige Nutzlast) zu addiren, nachdem da nur der Wärmezustand des Bogens ( $t - t_0$ )  $= +200$  in Betracht gezogen wird, der Horizontalschub für die Verticalbelastung und Richtung herrührend von der Temperatur-Aenderung ( $+200$ ) dieselbe Richtung haben:

Für Vertical-Belastung

$$\text{Für } (t - t_0) = +200$$

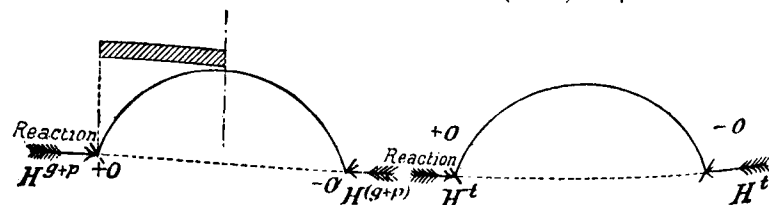


Fig. 29.

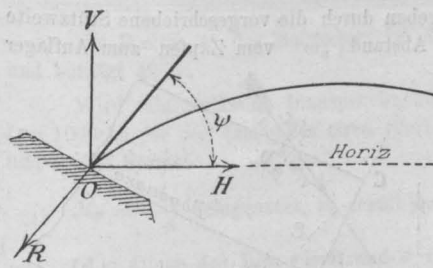


Fig. 29 a.

Der Horizontalschub vom Eigengewicht und jener von der Temperatur-Aenderung, sowie die Reaction vom Eigengewichte ist constant.

Von früher ist  
 $H_g = 3.905 \text{ ton}$   
 $H_t = 0.141 \text{ „}$   
 $V_g = 3.074 \text{ „}$

Mit Benützung der Tabellen „a“ und „e“ erhält man für  
 $2 p_1 = 3.0 \text{ ton per m}$  ( $p_1 = 1.5 \text{ ton per Meter-Träger}$ )

Für + 0

$H_p = 10.839 \text{ ton}$  . . . . .  $V_g = 3.074 \text{ ton}$   
 $H_g = 3.905 \text{ „}$  . . . . .  $V_p = 12.750 \text{ „}$   
 $H_t = 0.141 \text{ „}$  . . . . .  $V = 15.824 \text{ ton}$   
 $H = 14.885 \text{ ton}$

Für — 0

$H = 14.885 \text{ ton}$  . . . . .  $V_g = 3.074 \text{ ton}$   
 $V_p = 4.313 \text{ „}$   
 $V = 7.387 \text{ ton}$

$R_1 + 0 = \sqrt{15.824^2 + 14.885^2} = 21.7 \text{ ton}$   
 $R_1 - 0 = \sqrt{7.387^2 + 14.885^2} = 17.4 \text{ ton}$  } pro Träger und Kämpfer

und

$\text{tg } \Psi + 0 = \frac{15.824}{14.885}$ ;  $\Psi = 46^\circ - 49' - 20''$   
 $\text{tg } \Psi - 0 = \frac{7.387}{14.885}$ ;  $\Psi = 26^\circ - 27' - 10''$

In der folgenden Tabelle „p“ sind die betreffenden Werthe  $R$  und  $\Psi$  für die weiteren Belastungen von  $2 p = 6.0 \text{ ton}$  bis  $2 p = 20 \text{ ton per Meter}$  und ganzer Bogen enthalten.

TABELLE „p“.

$p_n$ pro Träger ton	$H = H_g + H_p + H_t$	$V = V_g + V_p$		$R$ pro Träger und Kämpfer		$\Psi$	
		+ 0	— 0	+ 0	— 0	+ 0	— 0
		T o n n e n					
$p_1 = 1.5$ $2 p_1 = 3.0$	14.885	15.824	7.387	21.7	17.4	$46^\circ - 49' - 20''$	$26^\circ - 27' - 10''$
$p_2 = 3.0$ $2 p_2 = 6.0$	25.697	28.574	11.700	38.4	28.2	$48^\circ - 2' - 0''$	$24^\circ - 28' - 50''$
$p_3 = 4.5$ $2 p_3 = 9.0$	36.536	31.324	16.013	55.2	39.9	$48^\circ - 31' - 10''$	$23^\circ - 40' - 0''$
$p_4 = 6.0$ $2 p_4 = 12.0$	47.375	54.074	20.326	71.9	51.5	$48^\circ - 46' - 40''$	$23^\circ - 13' - 20''$
$p_5 = 7.5$ $2 p_5 = 15.0$	58.214	66.824	24.639	88.6	63.2	$48^\circ - 56' - 20''$	$22^\circ - 56' - 20''$
$p_6 = 8.5$ $2 p_6 = 17.0$	65.444	73.199	26.796	98.2	70.7	$48^\circ - 59' - 50''$	$22^\circ - 50' - 10''$
$p_7 = 9.0$ $2 p_7 = 18.0$	69.053	79.574	28.952	105.3	74.9	$49^\circ - 2' - 55''$	$22^\circ - 44' - 50''$
$p_8 = 10.0$ $2 p_8 = 20.0$	76.283	88.078	31.828	116.5	82.7	$49^\circ - 6' - 10''$	$22^\circ - 38' - 50''$

### Ermittlung der Stützlinie.

Der Angriffspunkt der äußeren Kraft  $R$  in jedem Querschnitte ist durch den Abstand „e“ von der Bogenschwerachse (Bogenachse) gegeben durch den Ausdruck:

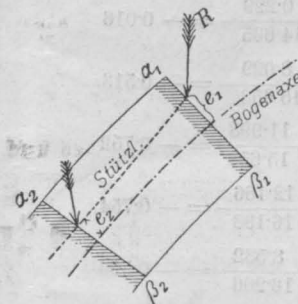


Fig. 30.

$$19) \dots e = \frac{M}{N} = \frac{\text{Moment}}{\text{Achskraft}}$$

$M \dots M_g, M_p, M_t$

$N \dots N_g, N_p, N_t$

Die Verbindungslinie der Angriffspunkte gibt die Stützlinie.

Nachdem im vorliegenden Falle nur eine Erhöhung der Temperatur ( $t - t_0 = +20^\circ$  in Beziehung der Montierungstemperatur  $+10^\circ$ ) zur Grundlage der Berechnung genommen wurde, so sind bei einer angenommenen Belastung nur für „eine“ Stützlinie die Abstände „e“ zu rechnen. (Für den Kältezustand des Bogens  $- \alpha^\circ$  ergäbe sich eine zweite Stützlinie.) Die Abstände „e“ sind nachfolgend für die Grenzelastungen  $p_1 = 1.5 \text{ ton}$  und  $p_7 = 9.0 \text{ ton per Meter}$  und Träger berechnet und die betreffenden Werthe für  $M$  und  $N$  (u. zw. für die Schnitte  $\alpha\beta$ ) aus den Tabellen „h“ und „i“ entnommen. Die erhaltenen Abstände sind auf Tafel Nr. IX aufgetragen und die beiden Stützlinien für  $p_1 = 1.5$  und  $p_7 = 9.0 \text{ ton}$  gezogen.

Für  $p_1 = 1.5 \text{ ton}$  (Schnitt  $\alpha\beta$ )

	ton	m
bei + 1 . . . . . $e_1 = \frac{M_1}{N_1} = + \frac{1.327}{24.269} = + 0.062$		
„ + 2 . . . . . $e_2 = \frac{M_2}{N_2} = + \frac{8.341}{19.993} = + 0.417$		
„ + 3 . . . . . $e_3 = \frac{M_3}{N_3} = + \frac{11.878}{17.653} = + 0.673$		

		ton	m
bei + 4 . . .	$e_4 = \frac{M_4}{N_4} = + \frac{11.624}{15.885}$		$= + 0.732$
" + 5 . . .	$e_5 = \frac{M_5}{N_5} = + \frac{7.576}{14.849}$		$= + 0.510$
" ± 6 . . .	$e_6 = \frac{M_6}{N_6} = - \frac{0.229}{14.635}$		$= - 0.016$
" - 5 . . .	$e_{-5} = \frac{M_{-5}}{N_{-5}} = - \frac{8.029}{15.658}$		$= - 0.513$
" - 4 . . .	$e_{-4} = \frac{M_{-4}}{N_{-4}} = - \frac{11.998}{15.658}$		$= - 0.752$
" - 3 . . .	$e_{-3} = \frac{M_{-3}}{N_{-3}} = - \frac{12.166}{16.133}$		$= - 0.754$
" - 2 . . .	$e_{-2} = \frac{M_{-2}}{N_{-2}} = - \frac{8.532}{16.206}$		$= - 0.526$
" - 1 . . .	$e_{-1} = \frac{M_{-1}}{N_{-1}} = - \frac{0.783}{16.401}$		$= - 0.048$
" - 0 . . .	$e_{-0} = 0$		

Für  $p_7 = 9.0 \text{ ton}$ 

		ton	m
bei + 1	$e_1 = \frac{7.672}{102.330}$		$= + 0.075$
" + 2	$e_2 = \frac{50.911}{95.644}$		$= + 0.532$
" + 3	$e_3 = \frac{72.708}{83.178}$		$= + 0.874$
" + 4	$e_4 = \frac{71.604}{73.840}$		$= + 0.970$
" + 5	$e_5 = \frac{47.596}{68.487}$		$= + 0.695$
" ± 6	$e_6 = \frac{+ 0.831}{67.657}$		$= + 0.123$
" - 5	$e_{-5} = \frac{- 46.034}{73.339}$		$= - 0.628$
" - 4	$e_{-4} = \frac{- 70.128}{74.248}$		$= - 0.944$
" - 3	$e_{-3} = \frac{- 71.556}{74.057}$		$= - 0.966$
" - 2	$e_{-2} = \frac{- 50.327}{72.926}$		$= - 0.690$
" - 1	$e_{-1} = \frac{- 4.988}{73.121}$		$= - 0.068$

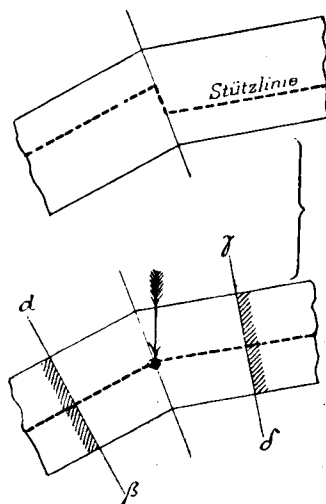


Fig. 31.

Würde die Stützlinie unter Rücksichtnahme beider Schnitte  $\alpha\beta$  und  $\gamma\delta$  verzeichnet werden, so wird der Zug derselben im Knoten durch eine Stufe unterbrochen. (Fig. 31.)

### Die Auflager.

Die Auflager an den Kämpfern sind als Kipplager ausgebildet, und werden sämtliche Bestandtheile derselben, mit Ausnahme der Keile, aus hartem Martin-Gussstahl hergestellt gedacht. Die Lager bestehen aus folgenden Theilen:

1. Dem Balancier,
2. dem cylindrischen Zapfen,
3. dem Lagerstuhl,
4. der Grundplatte und endlich
5. den schmiedeisernen, zur Regulirung der Höhenlage bestimmten Keilen zwischen Lagerstuhl und Grundplatte.

Die Lager an den Kämpfern bei + 0 und - 0 sind ganz conform ausgebildet.

Der Bogenträger ist senkrecht zur Richtung des ersten Polygonstückes desselben 0 2 abgeschlossen. Dieser senkrechte Abschluss ist indeß nicht parallel zur Auflagerfläche des Werksteines, sondern es schliessen die beiden Flächen einen Winkel  $\alpha$  von  $80^\circ - 21' - 55''$  mit einander ein. Es rührt dies daher, weil dieselben Kämpferquader, welche für die großen Kreissegment-Gewölbe schon Dienste leisteten, in ihrer alten Lage auch für den parabolischen Eisenbogen wieder in Verwendung genommen werden.

In der folgenden Skizze sind diese Verhältnisse veranschaulicht. Die Lage des Zapfens ist gegeben durch die vorgeschriebene Stützweite von 23.0 m. Der senkrechte Abstand „m“ vom Zapfen zum Auflager

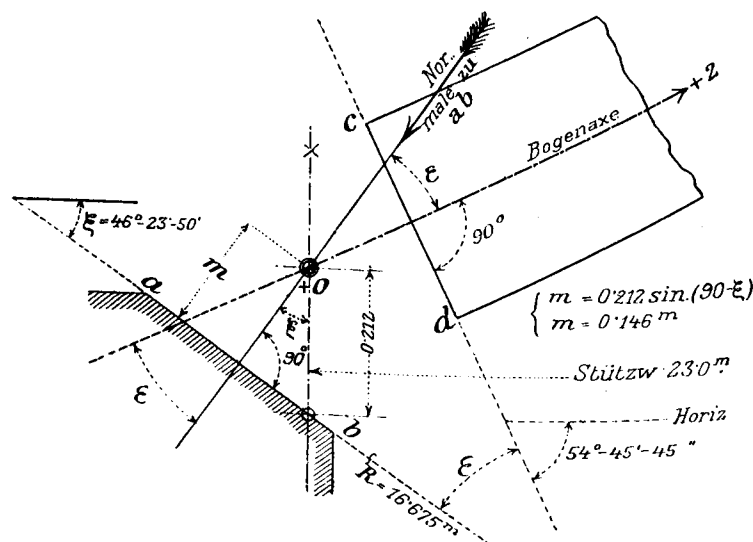


Fig. 32.

wurde berechnet mit  $m = 146 \text{ mm}$ . Der Abstand  $m = 146 \text{ mm}$  ist jedoch zu klein für die Unterbringung des Lagerstuhles und der Grundplatte; es wird daher nothwendig, daß die bestehenden Auflagerquader an Stelle der Auflagerplatten um 15 cm abgearbeitet werden.

### Berechnung der Stärken der einzelnen Lagertheile.

#### 1. Balancier.

Den folgenden Berechnungen wird die Maximal-Belastung von  $2 p = 20 \text{ ton}$ , d. i.  $p = 10 \text{ ton}$  per Meter und Träger zu Grunde gelegt.

Der Normaldruck am Kämpfer der belasteten Bogenhälfte, d. i. + 0 ist für die Auflagerfläche  $cd$  und bei  $p = 10 \text{ ton}$  folgender:

$$N_{+0}^{cd} = H \cos \varphi + V \cdot \sin \varphi \text{ (Achskraft).}$$

$$\text{Es ist } H = H_a + H_p + H_t = 76.279 \text{ ton}$$

$$V = V_a + V_p = 88.078 \text{ ton}$$

$$\varphi_1 = (\text{siehe Tabelle } n^4).$$

$$N_{+0}^{cd} = 76.279 \times 0.817 + 88.078 \times 0.577 = 114.14 \text{ ton.}$$

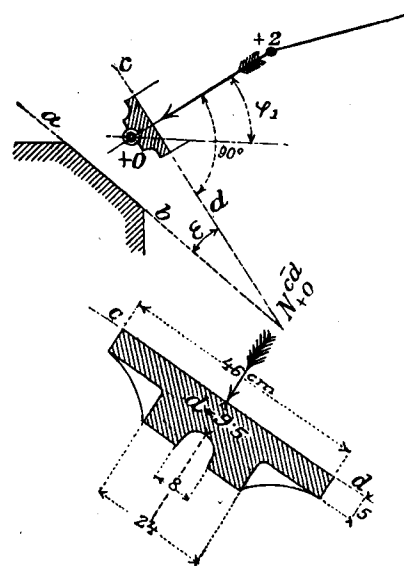
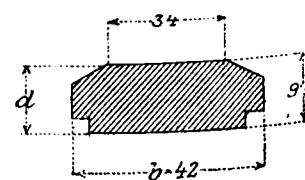


Fig. 33.



Querschnitt.

Ist der Radius des Zapfens  $r = \frac{8}{2} = 4 \text{ cm}$ , der Reibungs-Coefficient  $\mu = 0.3$ , so ist das Reibungsmoment am Zapfen  $M_R = N \cdot \mu \cdot r = 114.140 \times 0.3 \times 4 = 136.968 \text{ kg/cm}$ . Eine Kraft  $K$  am Ende des Balanciers wirkend, würde dann diese Reibung überwinden, wenn die Gleichung gilt:

$$M_R = K \times \frac{46}{2}; 136.968 = K \times 23, \text{ und } K = 5955 \text{ kg.}$$

Im Mittelquerschnitt des Balanciers wird das Biegemoment zum Maximum, und muss daher derselbe so groß sein, daß er hinreichend Widerstand zu bieten vermag.

Die Breite „ $b$ “ des Balanciers ist durch die Construction bedingt und beträgt 42 cm.

Wird die zulässige Inanspruchnahme des Martin-Gussstahles mit  $i = 1000 \text{ kg per cm}^2$  (bei einer circa fünffachen Sicherheit) angenommen und in die Formel

$$M_w = \frac{J \cdot i}{d} \text{ eingesetzt, so erhält man}$$

( $d$  = Dicke des Balanciers, und  $J$  das Trägheitsmoment),

$$136.968 = \frac{1000}{d} \cdot \frac{1}{12} \cdot d^3 \cdot 42$$

$$d = \sqrt[3]{\frac{136.968}{7000}} = 4.4 \text{ cm, ausgeführt ist } d = 9.5 \text{ cm.}$$

Die wirkliche Inanspruchnahme bei angegebener Dicke ist demnach

$$(i) = \frac{6 \cdot M_R}{b \cdot d^2} = \frac{6 \times 136.968}{42 \times 9.5^2} = 217 \text{ kg per cm}^2.$$

( $b$  = Breite = 42 cm).

## 2. Drehzapfen.

Wird angenommen, daß die Bogenenden sich gegen einen Halbzapfen mit dem Durchmesser  $b$ , der Länge  $l$  und der Druckfestigkeit  $i$  stemmen, so kann der Druck ebenso groß angenommen werden, als wenn er sich auf die halbe Oberfläche des Halbzapfens vertheilen würde, mithin ist für den größten, auf denselben wirkenden Druck  $N$   $i \cdot \frac{\pi \cdot b \cdot l}{4} = N$  zu setzen, woraus sich der Durchmesser des Halbzapfens oder Bolzens zu:

$$20) \dots b = 4 \cdot \frac{N}{\pi \cdot l \cdot i} \text{ ergibt. (Winkler und Heinzerling.)}$$

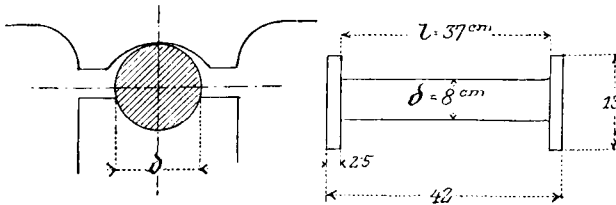


Fig. 34.

Die Stärke des Zapfens ergibt sich bei der angenommenen zulässigen Inanspruchnahme von  $i = 1000 \text{ kg per cm}^2$  mit  $b = \frac{4 \times 114.140}{3.14 \times 37 \times 1000} = 4 \text{ cm}$ , ausgeführt ist  $b$  mit 8 cm. ( $N_{+0}^c d$  = Maximal-Normaldruck v. fr. 114.14 ton [bei  $p = 10 \text{ ton per Meter}$ ]).

Die Inanspruchnahme rechnet sich dann mit

$$i = \frac{4 N}{\pi \cdot b \cdot l} = \frac{4 \times 114.140}{3.14 \times 8 \times 37} = 491 \text{ kg per cm}^2.$$

Nach Müller-Breslau rechnet sich der Radius des Zapfens

$$21) \dots r = \frac{N}{i \cdot l \cdot (\cos \varphi_0 \cdot \sin \varphi_0 + \varphi_0)}$$

wobei  $\varphi_0$  den Winkel bedeutet, bis zu welchem der Zapfen genau in das Lager passt.

Nach den vorliegenden Erfahrungen geht man sicher, wenn für  $\varphi_0 = 45^\circ$  angenommen wird, es ist dann der Werth  $(\cos \varphi_0 \sin \varphi_0 + \varphi_0) = 1.25$ .

Wird für  $i = 1.0 \text{ ton per cm}^2$  (für Stahlzapfen in Stahllager) angenommen, so ist nach obiger Formel

$$r = \frac{0.8 N}{l} \text{ und für vorliegenden Fall } r = \frac{0.8 \times 114.14}{37} = 2.47 \text{ cm und } 2 r = 4.9 \text{ cm.}$$

Bei dem ausgeführten Radius des Zapfens von  $r = 4 \text{ cm}$  rechnet sich die Inanspruchnahme desselben  $i = \frac{N}{r \cdot l \cdot 1.25} = \frac{114.14}{4 \times 37 \times 1.25} = 0.617 \text{ ton per cm}^2 = 617 \text{ kg per cm}^2$ .

## 3. Der Lagerstuhl.

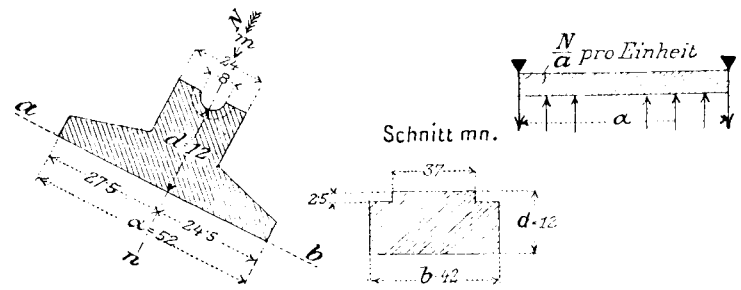


Fig. 35.

Der Querschnitt  $\overline{mn}$  wird durch das Moment:

$$M = \frac{1}{8} \cdot \frac{N}{a} \cdot a^2 = \frac{1}{8} \cdot N \cdot a \text{ beansprucht.}$$

( $\frac{N}{a}$  = gleichmäßig vertheilte Belastung pro Einheit.)

$$M_w = \frac{i \cdot J}{d} = \frac{1}{8} \cdot N \cdot a, \text{ das Trägheitsmoment } J = \frac{1}{12} b \cdot d^3.$$

$$\frac{i \cdot b \cdot d^2}{6} = \frac{1}{8} \cdot N \cdot a \text{ und hieraus}$$

$$22) \dots d = \sqrt[3]{\frac{3 \cdot N \cdot a}{4 \cdot i \cdot b}}$$

bei angenommener vollkommener gleichmäßiger Lagerung auf der Grundplatte resp. den Keilen.

Der größte Kämpferdruck in  $+0$  beträgt bei  $p_s = 10 \text{ ton}$ ,  $R = 116.5 \text{ ton}$ . Dieser größte Druck wird in zwei Componenten zerlegt, wovon die eine, der Normaldruck  $N_{+0}^{ab}$  senkrecht zur Lagerfläche des Stuhls (d. i. senkrecht zur Ebene des Auflagerquaders  $ab$  in Skizze Fig. 39) und die andere Componente, d. i. die Kraft  $T_{+0}^{ab}$  parallel zur Ebene des Auflagerquaders gerichtet ist.

Die Bestimmung dieser beiden Werthe erfolgt in Fig. 39 auf graphischem Wege und wurde erhalten für

$$N_{+0}^{ab} = 116.0 \text{ ton und } T_{+0}^{ab} = 11.0 \text{ ton.}$$

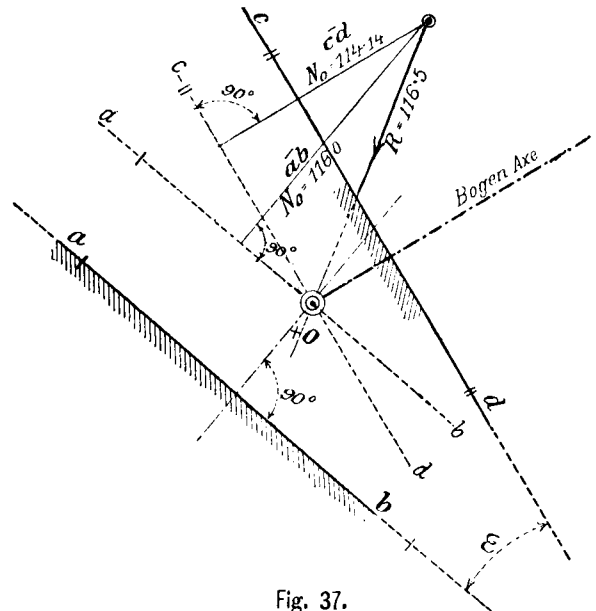


Fig. 37.

Es ist:  $a = 52 \text{ cm}$

$b = 42 \text{ cm}$

Wird  $i$  mit  $1000 \text{ kg per cm}^2$  angenommen, so ergibt sich für die Stärke „ $d$ “ der Werth

$$d = \sqrt[3]{\frac{3 \times 116 \times 52}{4 \times 1.0 \times 42}} = 10.7 \text{ cm.}$$

Andererseits ist die Inanspruchnahme bei der ausgeführten Stärke von  $d = 12 \text{ cm}$  folgende:

$$i = \frac{3 \cdot N \cdot a}{4 \cdot d^2 \cdot b} = \frac{3 \times 116 \times 52}{4 \times 12^2 \times 42} = 0.748 \text{ ton} = 748 \text{ kg per cm}^2.$$

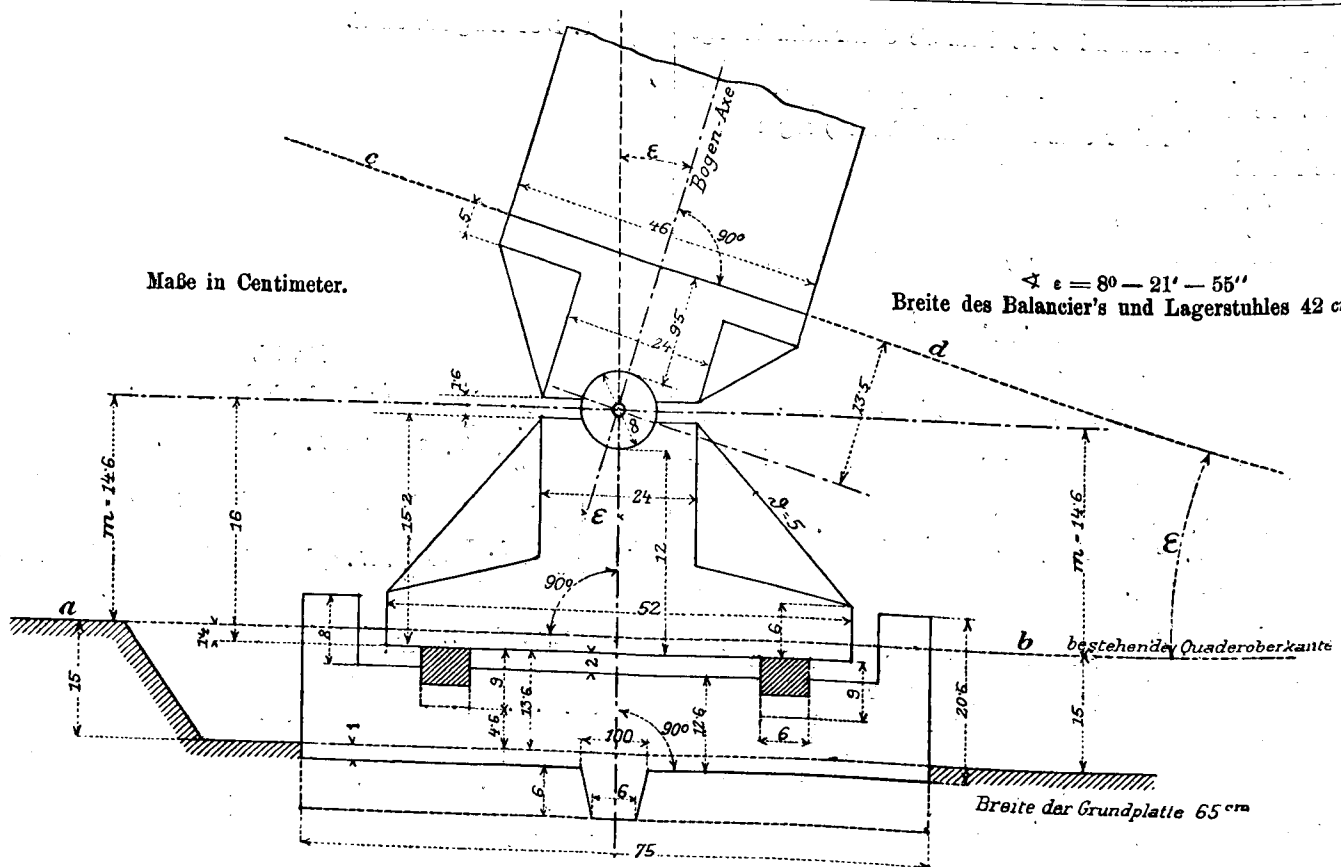


Fig. 36. Auflager im verzerrten Maßstabe.

## 4. Grundplatte. (Kämpferplatte).

Die Grundplatte muss so groß sein, daß die zulässige Anspruchnahme des Mauerwerkes (Auflagerquader) nicht überschritten wird.

Die Abmessungen der Grundplatte sind folgende:

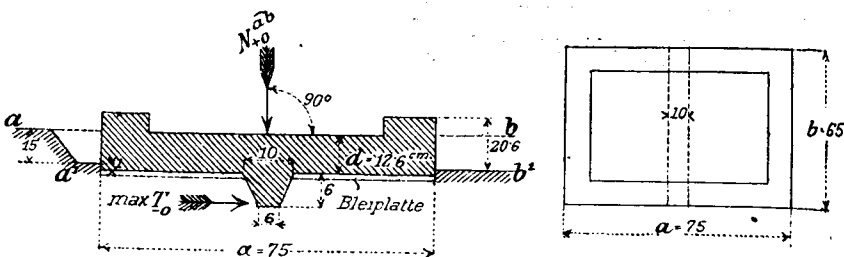


Fig. 38.

Der Maximal-Normaldruck ist nach früher bei  $+0$ :  $N_{+0}^{\bar{a}\bar{b}} = 116.0 \text{ ton}$ , daher der Druck per Einheit auf den Auflagerquadern:

$$i = \frac{116.000}{75 \times 65} = 24 \text{ kg per cm}^2,$$

[wie vorgeschrieben,] beträgt, während für Granit, welcher für die Auflagerquader in Verwendung genommen ist, 45 kg per  $\text{cm}^2$  zulässig wären. Die größte, längs der Lagerfläche auf Abgleiten der Grundplatte hinzielende Kraft ergibt sich für vorliegenden Fall am Kämpfer der unbelasteten Bogenhälfte bei  $-0$  u. zw. bei der max. Belastung von  $p_8 = 10 \text{ ton}$ . Der Kämpferdruck  $R$  bei  $-0$ , ist bei  $p_8 = 10 \text{ ton}$  nach Tabelle „ $p$ “ 82.7 ton, u. zw. unter einem  $\angle \Psi_8$  zum Horizonte geneigt.

Nach Fig. 39 ist dieser Kämpferdruck in zwei Componenten zerlegt und ergibt sich für die abscheerende Componente parallel zur Lagerfläche  $\bar{a}\bar{b}$  der Werth von  $T_{-0}^{\bar{a}\bar{b}} = 30.0 \text{ ton}$  als die größte, auf Verschiebung der Grundplatte resp. des ganzen Lagers hinwirkende Kraft, wenn von der Reibung zwischen der Grundplatte und dem Auflagerstein vorläufig abgesehen wird.

Der Winkel, welchen die Richtung des Kämpferdruckes  $-R_0$  zur Auflagerfläche einschließt, beträgt  $\alpha = 68^\circ - 30'$ , der Complement-Winkel hiezu ist  $\angle \mu = 21^\circ - 30'$ .

Der Reibungs-Coefficient zwischen Stein und Metall ist nach einer Angabe von Ritter im Min. 0.25, im Max. 0.50, im Mittel mit 0.35 zu nehmen und entspricht dieser letztgenannte Coefficient  $C = \text{tg. } [\varphi]$  einem Reibungswinkel von  $\varphi = 19^\circ$ .

Für den Fall  $\angle \mu = \varphi$  würde Gleichgewicht herrschen, nachdem  $\mu > \varphi$  ist, müsste eine Verschiebung tatsächlich eintreten, wenn nicht durch die Anordnung der unteren Stemmnahe an der Grundplatte dagegen vorgesorgt wäre.

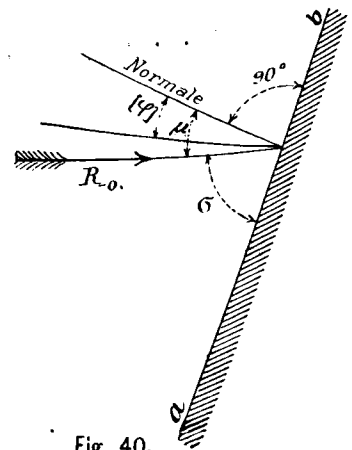


Fig. 40.

Der Reibungswiderstand beträgt bei dem Normaldruck  $N_{-0}^{\bar{a}\bar{b}} = 76 \text{ ton}$  bekanntlich  $R = 76.0 \times 0.35 = 26.6 \text{ ton}$ , die Componente  $T_{-0}^{\bar{a}\bar{b}} = 30.0 \text{ ton}$  (Fig. 39), somit ist die verschiebende Kraft

$$V = (T_{-0}^{\bar{a}\bar{b}} - R) = 3.4 \text{ ton}.$$

Die Pressung „ $p$ “ der Stemmnahe an die Steinfläche beträgt daher, wenn „ $d$ “ die Höhe der Stemmnahe und „ $b$ “ die Länge derselben (bzw. die Breite der Grundplatte) bedeutet

$$p = \frac{(T_{-0}^{\bar{a}\bar{b}} - R)}{b \cdot d}.$$

Es ist  $d = 6 \text{ cm}$ , und  $b = 65 \text{ cm}$ , somit

$$p = \frac{3400}{390} = 8.7 \text{ kg per cm}^2.$$

Die obere Breite der Stemmnahe ist  $m = 10 \text{ cm}$ ; die Stemmnahe bietet daher gegen Abscheeren ( $i = \frac{V}{m \cdot b}$ ) wohl ausreichenden Widerstand.

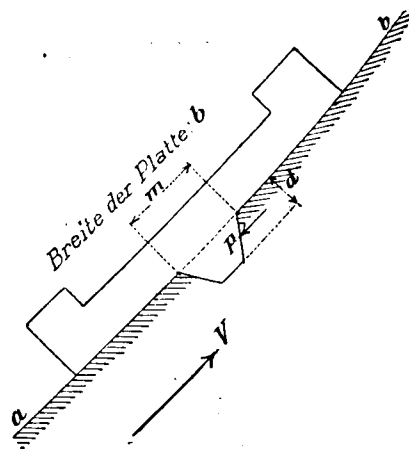


Fig. 41.

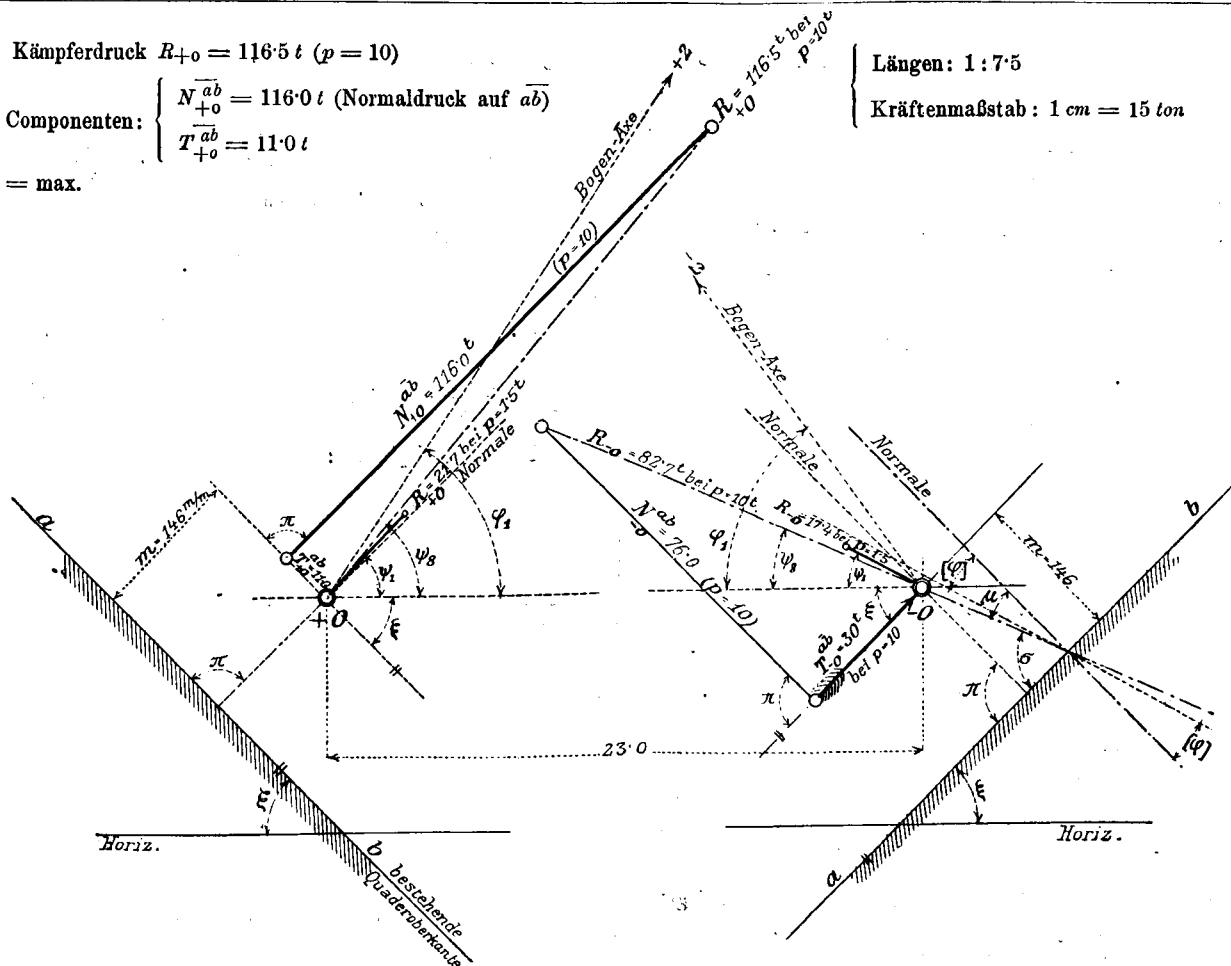
Max: Kämpferdruck  $R_{+0} = 116.5 \text{ t}$  ( $p = 10$ )

$$R_{+0} \text{ Componenten: } \begin{cases} N_{+0}^{ab} = 116.0 \text{ t (Normaldruck auf } ab) \\ T_{+0}^{ab} = 11.0 \text{ t} \end{cases}$$

$N_{+0}^{ab} = \text{max.}$

Längen: 1:7.5

Kräftenmaßstab: 1 cm = 15 ton



$$\angle \varphi_1 = 35^\circ - 14' - 15''$$

$$\angle \xi = 46^\circ - 23' - 50''$$

Die Winkel  $\Psi_1$  und  $\Psi_8$  bei  $+0$  und  $-0$  und die Kämpferdrücke

$R_{+0} \text{ max.}$  } und  $R_{-0} \text{ max.}$  } sind aus Tabelle „p“ zu entnehmen.  
min. } min. }

Maximal-Kämpferdruck:  $R_{-0} = 82.7 \text{ t}$

$$R_{-0} \text{ Componenten: } \begin{cases} N_{-0}^{ab} = 76.0 \text{ t} \\ T_{-0}^{ab} = 30.0 \text{ t (} \parallel \text{ mit } ab) \end{cases}$$

$$T_{-0}^{ab} = \text{max. } \begin{cases} \angle \sigma = 68^\circ - 30' \\ \angle \mu = 21^\circ - 30' \end{cases}$$

Der Reibungswinkel:  $\angle [\varphi] = 19^\circ$  bei  $\text{tg } \varphi = 0.35$

Fig. 39.

Um Raum für das Eintreiben der vier Regulierungskeile „K“ zu schaffen, ist es, wie schon erwähnt, notwendig, daß die als Auflager für die Gewölbe bestimmten Quader 15 cm tief bearbeitet werden; dieser Umstand hat denn auch dazu die Veranlassung gegeben, daß die Grundplatte die außergewöhnliche Stärke von 12.6 cm erhalten musste.

##### 5. Die Keile.

Zur Regulierung der Höhenlage der Auflager, bzw. des Bogens selbst, bei der Montirung dienen vier Keile „K“, welche zwischen Lagerstuhl und Grundplatte situiert sind. Diese Keile sollen den Druck auf die Grundplatte gleichmäßig vertheilen, was bewirkt wird, wenn die Keile satt angetrieben sind. Die Keile sind an einem Ende 3 cm, am anderen 9 cm stark (deren Breite ist 6 cm); es ist also für eine Richtigstellung der Höhenlage eine verfügbare Höhe von circa 4 cm vorhanden. Die Keile sind aus Schmiedeeisen hergestellt gedacht.

Zur Regulierung des Bogens im seitlichen Sinne dienen ebenfalls Keile „K“, wie dies auf Tafel Nr. IX deutlich veranschaulicht ist. Zur Ausfüllung der nach erfolgter Regulierung offen bleibenden Räume oder Fugen zwischen den oberen Nasen der Grundplatte und des Lagerstuhls dienen Eisenstäbe (Ausfüllstäbe), die nach Bedarf in verschiedenen Dicken beizustellen kommen.

Zur Fixirung der Keile „K“ nach erfolgter endgültiger Festlegung der Höhenlage der Auflager, kommen 15 mm starke Eisenstifte in Verwendung, welche eine genügende Verbindung zwischen Keil und Grundplatte (für Zwecke des gegenständlichen Probegogens) bewerkstelligen. Es sind dementsprechend in jedem Keile „K“ am stärkeren Ende Löcher von 16 mm Durchmesser in Entfernungen von 4 zu 4 cm, und ebenso ein Loch in der Grundplatte unterhalb des Keiles herzustellen. Nach be-

endeter Regulierung der Höhe wird sodann eines der vorhandenen Löcher im Keile K zum Einstecken der Eisenstifte verwendet.

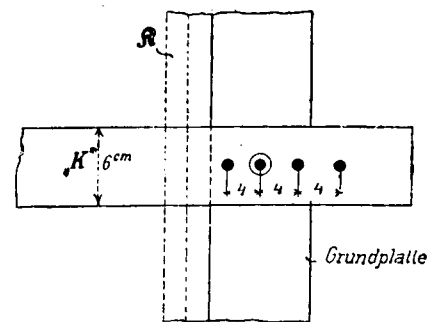


Fig. 42.

Zur gleichmäßigen Vertheilung des Druckes auf den Werkstein (Auflagerquader) wird unter die Grundplatte eine dünne Bleiplatte eingelegt.

Aus der vorliegenden Berechnung ist zu ersehen, daß sämtliche Theile des Lagerkörpers selbst bei der maximalen Belastung von  $p = 10$  ton per Meter-Träger, welche Belastung aufzubringen bei der vorhandenen Anzahl der Schienen noch möglich ist, hinreichende Sicherheit gewähren, u. zw. umsomehr, als die zulässige Inanspruchnahme des harten Martin-Gussstahles noch über 1000 kg per  $\text{cm}^2$  (etwa bis 1500—1600 kg) hätte angenommen werden können.

## Nachtrag, betreffend die Bestimmung des Horizontalschubes.

## I.

Zusammenstellung von Formeln für die Bestimmung des Horizontalschubes, aufgestellt von verschiedenen bekannten Autoren des Brückenfaches und Anwendung derselben auf den gegenständlichen Bogenträger, u. zw. für den bestimmten Fall, daß die Last „P“ im Knoten „+4“ wirke.

Im weiteren Verlaufe sollen auch verschiedene im Gebrauch stehende Formeln für die Bestimmung des Horizontalschubes  $H$ , hervorgerufen durch Temperaturwechsel, angeführt und für den vorliegenden Fall angewendet werden.

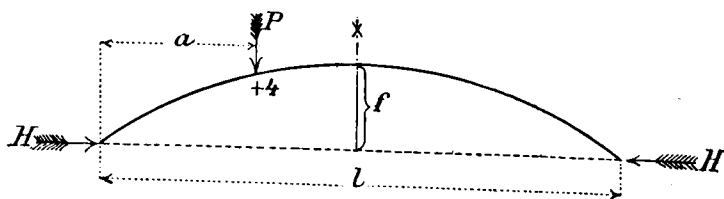


Fig. 1.

(Für den speziellen Fall ist  $l = 23.0 \text{ m}$ ,  $f = 4.556 \text{ m}$ ,  $a = 7.0 \text{ m}$ .)

1. Für den Bogen mit drei Gelenken ist  $H = P \cdot \frac{a}{2f}$ ;

$$H_1 = P \cdot \frac{7.0}{2 \times 4.556} = 0.77 P.$$

2. Für den Bogen mit zwei Gelenken (Kämpfergelenken) ergeben sich auf Grund der elastischen Verbiegungen, aber ohne Berücksichtigung der Verkürzung der Bogenachse (Achsenkräfte), folgende Näherungsformeln:

a) Aus Winkler's Elasticitäts- und Festigkeitslehre, Seite 309 Formel 139 (analog mit Weyrauch und Engesser).

$$H = P \cdot \frac{5 a \cdot (l - a) \cdot (l^2 + l a - a^2)}{8 \cdot J \cdot f}.$$

Für den gegenständlichen Fall ist:  $l = 23 \text{ m}$ ,  $f = 4.556 \text{ m}$ ,  $a = 7.0 \text{ m}$ .

$$H_1 = P \cdot \frac{35 \times 16 \times 641}{443462.8} = 0.8094 \cdot P.$$

3. Gleichfalls für den Bogen mit zwei Gelenken sind unter Berücksichtigung der Achsenverkürzung folgende Formeln entwickelt:

a) Von Fränkel im Civ.-Ing. 1867, Seite 57.

$$H = P \cdot \frac{5 a \cdot (l - a) \cdot (l^2 + l a - a^2)}{8 J \cdot f \cdot \left[ 1 + \frac{15 J}{8 \cdot F \cdot f^2} \right]}.$$

Für den als Beispiel gewählten Fall ist:

$J$  = mittleres Trägheitsmoment =  $0.000350 \text{ m}^4$ ,

$F$  = mittlere Querschnittsfläche =  $0.0154 \text{ m}^2$ ,

$$\left[ 1 + \frac{15 \times 0.000350}{8 \times 0.0154 \times 20.7571} \right] = 1.00165 \text{ und}$$

$$H_1 = 0.8081 \cdot P.$$

b) Von Müller-Breslau in seiner Theorie und Berechnung eiserner Bogenbrücken, Seite 24, Formel 46.

$$H = P \cdot \frac{5 a (l - a) (l^2 + l a - a^2)}{8 \cdot J \cdot f} - \frac{15 J \cdot a \cdot (l - a) (l^2 - 8 f^2)}{F \cdot f \cdot J \cdot (l^2 + 4 f^2)} \cdot \frac{1}{1 + \frac{15 J (l^2 - 4 f^2) (l^2 - 8 f^2)}{8 F \cdot l^2 \cdot f^2 \cdot (l^2 + 4 f^2)}}.$$

Für das Beispiel ist nach Einsetzung der Werthe das erste Glied im Zähler =  $0.8094$ ,

das zweite Glied im Zähler =  $0.000003$ ,

der Nenner =  $1.00009$ , somit

$$H_1 = \frac{0.8094 - 0.000003}{1.00009} = 0.8090 \cdot P.$$

c) Von Melan im Handbuche der Ingenieur-Wissenschaften, 2. Band, Seite 19, 65 und 66, ebenso von

Müller-Breslau in der Zeitschrift des Architekten- und Ingenieur-Vereines zu Hannover, Jahrgang 1884, Heft 8, Seite 611, 612, 613 und 614.

$$H = \frac{M_v}{\sum y_m^2 + \frac{J_0}{F_0} \cdot \frac{u}{\lambda_0}}, \text{ wobei } M_v = \sum_0^1 M_m^1 \cdot y_m,$$

wenn statt „ $y_m$ “ die Ordinaten des Bogens „ $y_m$ “ gesetzt werden, was bei Blechbogenbrücken immer zulässig ist. Es bedeutet ferner  $M_m^1$  das Moment für den einfachen Träger (auf zwei Stützen ruhend) für  $P = 1$ , und

$M_v$  das Moment (Momentenordinate), herrührend von den verticalen Lasten,

„ $y_m$ “, bzw. „ $y_m$ “ (Bogenachsen-Ordinaten) eines einfachen Trägers (zwei Stützen).

Für das Beispiel ist:

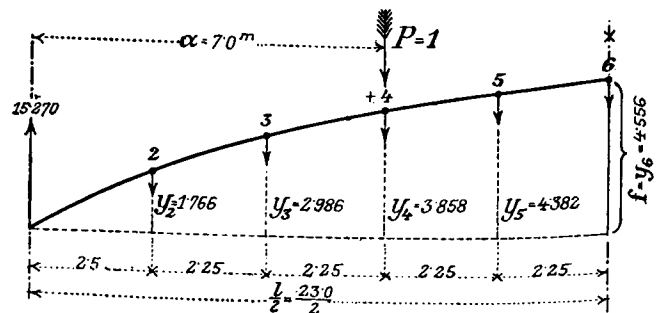


Fig. 2.

$$(y_5 + y_4 + y_3 + y_2 + y_6) = 15.270$$

$$2 \cdot (y_2^2 + y_3^2 + y_4^2 + y_5^2) + y_6^2 = 112.999$$

$$\sum_0^1 y_m^2 = 112.999.$$

$$M_v + 4 = 15.27 \times 7.0 - 2.986 \times 2.25 - 1.766 \times 4.50 = 92.2245$$

(für  $a = 7.0$ , d. i. + 4)

$$\frac{J_0}{F_0} \cdot \frac{u}{\lambda_0} = 0.1999$$

$$\left[ \sum y_m^2 + \frac{J_0}{F_0} \cdot \frac{u}{\lambda_0} \right] = 113.1991 \text{ und } H_1 = \frac{92.2245}{113.1991} = 0.814 P.$$

d) Die genaue Bestimmung des Horizontalschubes mittelst Formel im Punkt c) erscheint unter Anwendung der verticalen Einzelkräfte „ $y_m$ “ auf den Seiten 99 und 100 durchgeführt.

Für  $H_1$  wurde erhalten  $H_1 = 0.8053 P$ .

4. Als Vermittlung zwischen den vorstehend unter 2 und 3 angeführten Formeln hat Müller-Breslau in seinem angeführten Werke, Seite 31, die Formel 50 angegeben

$$H = P \cdot \frac{3 a (l - a)}{4 \cdot f \cdot l}.$$

Für das Beispiel ergibt sich

$$H_1 = \frac{3 \times 7 \times 16}{4 \times 4.556 \times 23} = 0.8016 \cdot P.$$

In der folgenden Tabelle sind die erhaltenen Werthe für  $H_1$  der Uebersichtlichkeit halber zusammengestellt:

Werthe für  $\frac{H}{P}$ :

Bogen mit zwei Ge- lenken ohne Achsen- kürzung Winkler Formel 2 a	Bogen mit zwei Gelenken mit Achsenkürzung				Nähe- rungs- Formel von Müller- Breslau 4
	Fränkel 3 a	Müller- Breslau 3 b	Melan, Müller-Breslau		
			3 c ange- nähert	3 d ge- nauer	
0·8094	0·8081	0·8090	0·8140	0·8053	0·8016



Es sei noch bemerkt, daß die Formeln 2 a, 3 a, 3 b und 4 als Bogenachse eine flache Parabel voraussetzen. Die Formeln 3 c (und 3 d) sind allgemein und gelten für jede beliebige Form der Bogenachse.

Der durch Temperaturwechsel verursachte Horizontal-schub  $H_t$  ist:

a) Nach Müller-Breslau

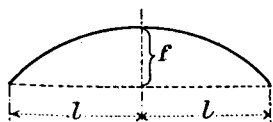


Fig. 3.

$$H_t = \frac{15 \epsilon E \cdot F \cdot t}{\frac{15 l^2 - f^2}{l^2 + f^2} + \frac{8 f^2}{r} \cdot \frac{l^2}{l^2 + f^2}}$$

$$l = \text{halbe Stützweite} = \frac{23.0}{2} = 11.5 \text{ m} = 1150 \text{ cm},$$

$$f = \text{Pfeilhöhe} = 455.6 \text{ cm},$$

$$F = \text{mittlere Querschnittsfläche} = 154 \text{ cm}^2,$$

$$J = \text{mittleres Tragfähigkeits-Moment} = 35000 \text{ cm}^4,$$

$$r^2 = \frac{J}{F} = \frac{28100}{154} = 227 \text{ cm}.$$

Für den gegenständlichen Bogenträger ist für  $t = +200^\circ \text{C.}$  und  $\epsilon \cdot E = 24 \text{ kg per cm}^2$  zu setzen, wobei

$$\epsilon = 0.000012 \text{ per } 1^\circ \text{C.},$$

$$E = 2000000 \text{ kg per cm}^2 \text{ ist.}$$

Mit diesen Werthen ist

$$H_t = \frac{1108800}{\frac{15 \times 24 \times 154 \times 20}{15 \times 1150^2 + 455.6^2} + 8 \cdot \frac{455.6^2}{227} \cdot \frac{1150^2}{1150^2 + 455.6^2}} = 155 \text{ kg}$$

b) Nach Winkler ist

$$H_t = \frac{15 \cdot \epsilon \cdot E \cdot F \cdot t}{15 + 8 \cdot \frac{F \cdot f^2}{J}}$$

hiebeist

$$\epsilon \cdot E = 24 \text{ kg per cm}^2 \text{ (wie früher)}$$

$$F = 154 \text{ cm}^2$$

$$t = +200$$

$$J = 35000 \text{ cm}^4$$

$$f = 455.6 \text{ cm}$$

} wie früher

$$H_t = \frac{1108800}{15 + 8 \cdot \frac{154 \times 207571}{35000}} = 151 \text{ kg}.$$

c) Nach Weyrauch (Theorie der elastigen Bogenträger 1879) mit Rücksicht auf „m“ des Einflusses der Achsialkraft für parabolische Bogenachse

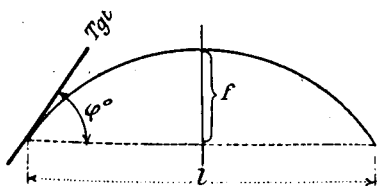


Fig. 4.

$$H_t = \frac{60 \cdot A \cdot f \cdot \epsilon \cdot t}{32 \cdot f^3 + 15 \cdot m \cdot l \cdot \varphi^0}$$

Es ist

$$A = E \cdot J \cdot \cos \varphi = 7000,$$

nachdem

$$J \cdot \cos \varphi = J_0 = 0.000350 \text{ m}^4,$$

$$E = 20000000 \text{ ton per m}^2 \text{ ist.}$$

$$m = r^2 = \frac{J}{F} = \frac{0.000350}{0.0154} = 0.0227 \text{ (für } J = J_0 \text{ v. fr. gesetzt),}$$

$$F = \text{mittlere Querschnittsfläche} = 0.0154 \text{ m}^2,$$

$$f = 4.556 \text{ m}, \epsilon = 0.000012 \text{ (Mittel von Lavoisier, Laplace,}$$

Dulong und Petit),

$$l = 23 \text{ m}, t = (t^1 = t) \text{ v. fr.} = +200,$$

$$\text{tg } \varphi_0 = \frac{2f}{l} = \frac{4f}{l} = \frac{4 \times 4.556}{23} = 0.7923,$$

$$\varphi_0 = 38^\circ - 23' - 30'' = \frac{38.3917 \times 3.1416}{180} = 0.6700 \text{ m},$$

$$H_t = \frac{60 \times 7000 \times 4.556 \times 0.000012 \times 20}{32 \times 4.556^3 + 15 \times 0.0227 \times 23 \times 0.67} = \frac{459.2}{3018.6} = 0.150^t = 150 \text{ kg}$$

d) Nach Weyrauch, ohne Berücksichtigung der Achsialkraft

$$H_t = \frac{15 \cdot A \cdot \epsilon \cdot t}{8 \cdot f^2},$$

$$A = E \cdot J \cdot \cos \varphi = 7000.$$

(Unter dem constanten Werth  $J \cdot \cos \varphi$  hat man sich aber nicht den Werth von  $J$  im Scheitel, wo  $\cos \varphi = 1$  ist, sondern einen mittleren Werth von  $J \cdot \cos \varphi$  vorzustellen.)

Alle anderen Werthe  $\epsilon, t, f$  sind mit jenen unter Punkt c gleich.

$$H_t = \frac{15 \times 7000 \times 0.000012 \times 20}{8 \times 4.556^2} = 0.151 \text{ ton} = 151 \text{ kg}.$$

e) Nach Melan ist

$$H_t = E \cdot \epsilon \cdot t \cdot \left[ \frac{15}{8 f^2} \cdot \frac{J_0}{1 + \frac{15}{8} \cdot \frac{J_0}{F_0 f^2}} \right].$$

Dabei kann  $E \cdot \epsilon = 248$  angenommen werden, und ist für

$$t = +200,$$

$$f = 4.556 \text{ m},$$

$$J_0 = J \cdot \cos \varphi = 0.000350 \text{ m}^4,$$

$$F_0 = 0.0154 \text{ m}^2$$

zu setzen.

$$H_t = \frac{248 \times 20 \times 15 \times 0.000350}{8 \times 20.7571 \times \left[ 1 + \frac{15}{8} \cdot \frac{0.000350}{(0.0154 \times 20.8571)} \right]} = 0.152 \text{ ton} = 152 \text{ kg}.$$

f) Nach Heinzerling (Brücken der Gegenwart, I. Abtheilung, 4. Heft) ist

$$H_t = \frac{\frac{l}{2} \cdot \epsilon \cdot \varphi^0 \cdot E}{\int_0^{\frac{l}{2}} \frac{y^2}{J} \cdot dx}, \text{ wobei}$$

$$\frac{l}{2} = \text{halbe Stützweite in m},$$

$\epsilon$  = Längenänderung für je  $1^\circ \text{R.}$  (Ausdehnungs-Coëfficient des Schmiede Eisens),

$$\epsilon = \frac{1}{846 \times 80},$$

$$E = 2040000 \text{ kg per cm}^2,$$

$y$  = Ordinaten der Bogenachse (Parabel),

$J$  = Trägheitsmoment der Bogenquerschnitte,

$\varphi^0$  = Temperatur-Änderung, bedeutet.

Für den vorliegenden Fall ist für  $\varphi^0 = +200$  und für

$$\int_0^{\frac{l}{2}} \frac{y^2}{J} \cdot dx = 230 \cdot \left[ \frac{455.6^2}{22848} + \frac{438.2^2}{42705} + \frac{385.8^2}{42705} + \frac{298.6^2}{42705} + \frac{176.6^2}{22848} \right]$$

$$\int_0^{\frac{l}{2}} \frac{y^2}{J} \cdot dx = 4719.6$$

zu setzen.

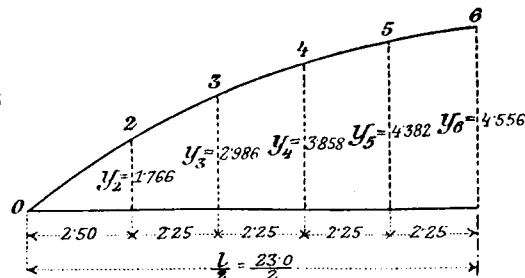


Fig. 5.

$$\text{Mittel } \frac{\frac{23}{2}}{5} = \frac{11.5}{5} = \frac{m}{2.30} = 230 \text{ cm},$$

$$H_t = \frac{11.5 \times 2040000 \times 20}{846 \times 80 \times \int_0^{\frac{l}{2}} \frac{y^2}{J} \cdot dx} = 144 \text{ kg}.$$

g) Nach der Formel von Müller-Breslau und Melan ergab sich für  $H_t = 141 \text{ kg}.$

## II.

An die vorstehenden, auf analytischem Wege erhaltenen Formeln für den Horizontalschub bei vollwandigen Bogenträgern mit Kämpfergelenken sollen im Anschlusse der Vollständigkeit halber weitere zwei Verfahren zur Ermittlung des Horizontalschubes, bzw. der Einflusslinie desselben, für eine wandernde Einzellast erläutert werden.

Die erste Methode, mittelst welcher der Horizontalschub auf rein graphischem Wege erhalten wird, basiert auf dem Maxwell'schen Satze von der Gegenseitigkeit der Verschiebungen, sowie auf der aus der graphischen Statik bekannten Darstellungsweise der Biegungslinie eines Balkens.

Der gewichtslose und gebogene, frei aufliegende Träger  $abc$  (Fig. 6) sei in  $m$  durch eine Einzellast 1 afficirt; die Folge hievon wird sein, daß der Punkt  $a$  um die Größe „ $V$ “ verschoben, d. i. die Bogensehne vergrößert wird. Nach dem Maxwell'schen Satze wird dann vice versa eine in  $a$  wirkende Kraft  $\rightarrow 1$  (Fig. 7) den Punkt  $m$  um dieselbe Größe „ $V$ “ nach aufwärts verschieben.

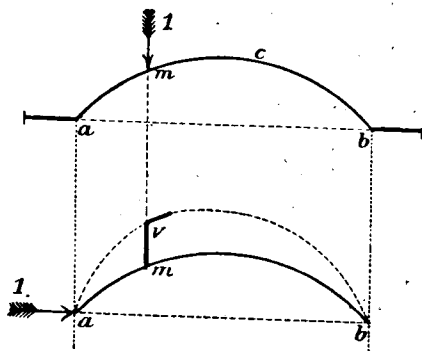


Fig. 6 u. 7.

Zur ersten Schlussfolgerung ist zu bemerken, daß, wenn die Verschiebung „ $V$ “ in Fig. 6 verhindert werden soll, in  $a$  eine Kraft  $H$  als Reaction gedacht werden muss. Diese Kraft  $H$ , (Fig. 8) vorläufig noch unbekannt, hat sicher die Eigenschaft, allein im Punkte  $a$  wirkend gedacht, eine Verschiebung dieses Punktes  $a$  um eben dasselbe Maß  $\rightarrow V$  (Verkürzung der Bogensehne) hervorzurufen.

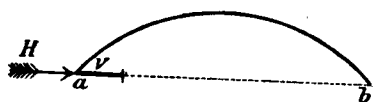


Fig. 8.

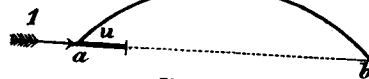


Fig. 9.

Der zweiten Schlussfolgerung ist beizufügen, daß die Kraft  $\rightarrow 1$  in  $a$  nicht nur den Punkt  $m$  um „ $V$ “ nach aufwärts verschiebt, sondern daß sie gleichzeitig den Punkt  $a$  um das Maß  $\rightarrow u$  verschiebt. (Fig. 9).

Nachdem nach Fig. 8 eine unbekannte Horizontalkraft  $H$  den Punkt  $a$  um  $\rightarrow V$  verschiebt, weiters nach Fig. 9 eine Kraft  $\rightarrow 1$  den Kämpfer  $a$  um  $u$  verschiebt, so ergibt sich die Gleichung:  $H : V = 1 : u$  und daraus:

$$H = \frac{V}{u} \dots \dots \dots 1)$$

Vor der Ermittlung der beiden Größen  $V$  und  $u$  soll über die Biegungslinie krummer Stäbe Einiges bemerkt werden.

Die allgemeine Differential-Gleichung der Biegungslinie eines einfach gekrümmten Stabes ist nach Müller-Breslau (Die neueren Methoden der Festigkeitslehre):

$$-\frac{d^2 \delta}{dx^2} = \frac{\Delta d \varphi}{dx} + \frac{d \left[ \frac{\Delta ds}{ds} \cdot \operatorname{tg} \varphi \right]}{dx} \dots \dots \dots 2)$$

Mit der Bezeichnung:

$$z = \frac{\Delta d \varphi}{dx} + \frac{d \left[ \frac{\Delta ds}{ds} \cdot \operatorname{tg} \varphi \right]}{dx}$$

wird:

$$z = -\frac{d^2 \delta}{dx^2},$$

woraus folgt:

„Daß die Biegungslinie  $A''S''B''$  (Fig. 10) als ein Seilpolygon aufgefasst werden darf, welches mit der Poldistanz 1 zu einer Belastungslinie, deren Ordinate  $= z$  ist, gezeichnet wird.“

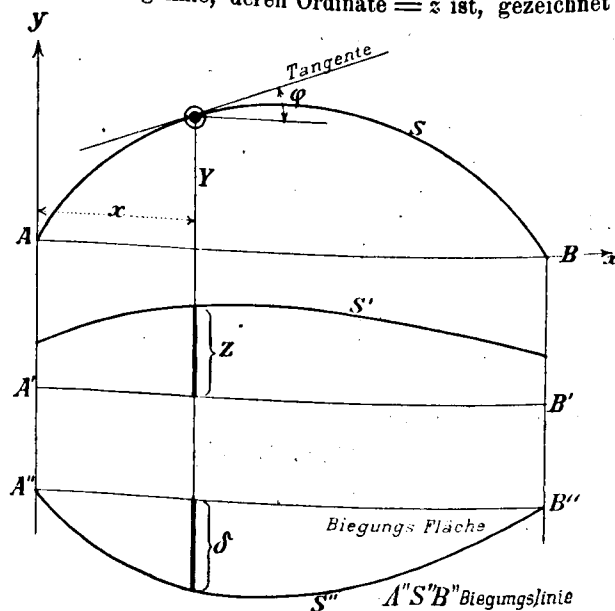


Fig. 10.

Aus den Fundamentalsätzen der graphischen Statik ist ferner bekannt, daß die Fläche zwischen der Biegungslinie  $A''S''B''$  und  $A'B''$  zu betrachten ist:

„Als die Momentenfläche eines einfachen, an den Enden frei aufliegenden Balkens  $A'B'$ , dessen Belastungslinie die Ordinate  $z$  hat.“

Wenn der Krümmungsradius der Bogenachse gegen die Querschnittshöhe sehr groß ist, kann für:

$$\frac{\Delta ds}{ds} = \frac{N}{EF} + \epsilon \cdot t_0 \dots \dots \dots 3)$$

gesetzt werden. Die Winkeländerung  $\Delta d \varphi$  ist bestimmt durch die Gleichung:

$$\Delta d \varphi = \left( \frac{M}{E \cdot J} + \epsilon \cdot \frac{\Delta t}{h} \right) \cdot ds,$$

also:

$$\frac{\Delta d \varphi}{dx} = \left( \frac{M}{E \cdot J} + \epsilon \cdot \frac{\Delta t}{h} \right) \cdot \sec \varphi \dots \dots \dots 4)$$

wobei  $N$  die Achsialkraft,  $M$  das Moment, den Größen  $\epsilon$ ,  $E$ ,  $F$  und  $J$  die nach früher bekannten Bedeutungen zukommen, ferner:

$t_0$  die Temperaturänderung für den Querschnittsschwerpunkt,  
 $\Delta t = (t_1 - t_2)$  den Unterschied der den äußersten Querschnittspunkten entsprechenden Temperaturänderungen, und zwar:  
 $t_1$  den Werth für  $+e_1$   
 $t_2$  „ „ „  $-e_2$

zwischen welchen drei Größen die Beziehung:

$$t_0 = \left( t_1 \frac{e_2}{h} + t_2 \cdot \frac{e_1}{h} \right)$$

besteht, bezeichnen.

Die Gleichung 2 gestaltet sich daher folgend:

$$z = -\frac{d^2 \delta}{dx^2} = \left( \frac{M}{E \cdot J} + \frac{\varepsilon \cdot \Delta t}{h} \right) \sec \varphi + \left\{ \begin{array}{l} d \left[ \left( \frac{N}{E \cdot F} + \varepsilon \cdot t_0 \right) \operatorname{tg} \varphi \right] \\ dx \end{array} \right\} \quad \dots 5)$$

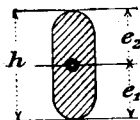


Fig. 11.

Wird das zweite, ganz unwesentliche, von der Achsialkraft herrührende Glied vernachlässigt, so lautet die Gleichung der Biegelinie eines einfach gekrümmten Balkens:

$$z = -\frac{d^2 \delta}{dx^2} = \left( \frac{M}{E J} + \frac{\varepsilon \cdot \Delta t}{h} \right) \cdot \sec \varphi \quad \dots 6)$$

( $h$  = Höhe des Bogenquerschnittes.)

Die elastische Linie eines geraden Balkens ist daher nur ein specieller Fall der Biegelinie eines krummen Stabes; ihre Differential-Gleichung wird erhalten, wenn in 6 ...  $\varphi = 0$  gesetzt wird:

$$-\frac{d^2 \delta}{dx^2} = \frac{M}{E J} + \frac{\varepsilon \Delta t}{h} \quad \dots 7)$$

und sie stimmt mit einem Seilpolygone überein, welches mit der Poldistanz  $1$  zu einer Belastungslinie, deren Ordinate

$$z = \frac{M}{E J} + \frac{\varepsilon \Delta t}{h}$$

ist, gezeichnet wird.

Die Gleichung 7) entspricht, wenn das zweite Glied vernachlässigt wird, der Differential-Gleichung einer Seillinie mit dem constanten Horizontalzuge (Poldistanz)  $H$  und der Belastungsordinate  $z$ :

$$\pm \frac{d^2 y}{dx^2} = \frac{z}{H},$$

denn es ist:

$$\operatorname{tg} \varphi = \frac{dy}{dx} = \frac{\int_0^x M \cdot dx}{H} \quad \text{und} \quad \frac{d^2 y}{dx^2} = \frac{M}{H} \quad \dots 8)$$

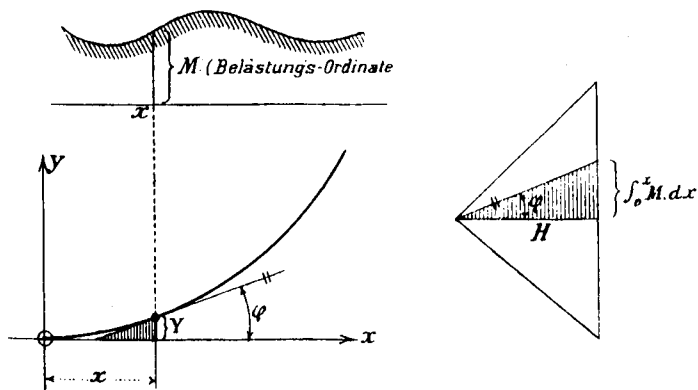


Fig. 12.

Aus 7) und 8) folgt, daß  $H = E \cdot J$  ist; bei constantem  $J$  ist demnach beim Seilpolygone für die elastische Linie als Poldistanz  $H J$  zu wählen.

Bei veränderlichem Querschnitt hingegen führen für die graphische Ermittlung der elastischen Linie zwei Wege zum Ziele:

a) Man zeichnet eine Belastungsfläche, deren Ordinaten anstatt  $M \dots \frac{M}{J}$  sind, und construirt für diese die Seilcurve mit der Poldistanz  $H = E$ .

b) (Annäherungsverfahren.) Man nimmt wie gewöhnlich  $M$  als Belastungsordinate und  $H = E \cdot J$ , lässt aber, da  $J$  veränderlich,  $H$  nur streckenweise constant und construirt für diese die entsprechenden Curvenstücke der Biegelinie. — Dieses Verfahren wurde bei dem durchgeführten Beispiele auf Tafel Nr. XXV, welches den gegenständlichen Bogenträger betrifft, angewendet.

Bestimmung der Größe „ $V$ “.

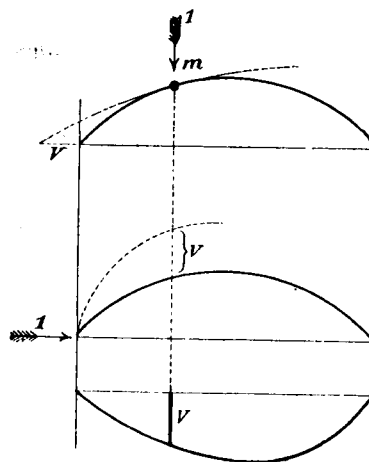


Fig. 13.

Nach der vorherigen Darlegung gibt die Biegelinie für  $\rightarrow 1$  die Verschiebung  $V$  in  $m$ , welche an Größe gleich ist der Verlängerung der Bogensehne bei Wirkung von  $\downarrow 1$  an derselben Stelle. Es fragt sich um „ $V$ “ bei Wirkung von  $\rightarrow 1$  (Fig. 13); es ist demnach die Biegelinie für diesen Fall zu construieren. Letztere erhält man, wenn zunächst für jeden Punkt der Stabachsen das Moment der angreifenden Kräfte gesucht wird.

Es ist nach Gleichung 6, wenn der Einfluss der ungleichmäßigen Temperaturänderungen

im Querschnitt  $\Delta t$  nicht in Betracht gezogen wird (da  $\Delta t = [t_1 - t_2] = 0$  gesetzt werden kann), die Gleichung der Biegelinie:

$$z = -\frac{d^2 \delta}{dx^2} = \frac{M}{E \cdot J} \cdot \sec \varphi \quad \dots 6)$$

und da für vorliegenden Fall:  $M = 1 \times y = y$  ist (Fig. 14):

$$z = \frac{y \cdot \sec \varphi}{E \cdot J},$$

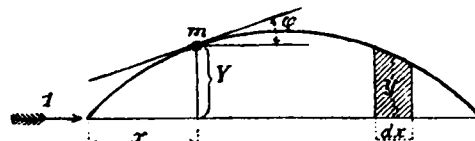


Fig. 14.

somit die Belastungsordinate für ein Element  $dx: \dots y \cdot dx$ , sonach:

$$z = \frac{y \cdot dx \cdot \sec \varphi}{E \cdot J} = \frac{1}{E \cdot J} \cdot y \cdot ds$$

$$\left( dx = ds \cdot \cos \varphi \text{ und } dx \cdot \sec \varphi = \frac{ds \cdot \cos \varphi}{\cos \varphi} = ds \right).$$

Weiter ist der Trägheitsradius:

$$r^2 = \frac{J}{F} \quad \text{und} \quad r^2 \cdot F = J,$$

somit:

$$z = \frac{1}{E F} \cdot \frac{y \cdot ds}{r^2} \quad \dots 9)$$

Wird für  $ds = 1 m$  (Einheit) gewählt und die Bogenachse vom Scheitel in Theile von  $1 m$  getheilt, so werden die:

$$y \cdot ds = y^2.$$

Mit dem Kraftpolygon  $\Sigma y \cdot ds$  und der Poldistanz  $r^2$  erhält man das Seilpolygon  $S_1$ , dessen Ordinaten die gesuchten „ $V$ “ geben (Fig. 15).

Eigentlich hätten im Kraftpolygon die Strecken  $\frac{y \cdot ds}{r^2}$  und  $E F$  als Poldistanz gewählt werden sollen, um aber für die „ $V$ “ und für die Größe „ $u$ “ einen runden Maßstab zu erhalten, wurden als Kraftstrecken bloß die  $y \cdot ds$  aufgetragen und als Poldistanz

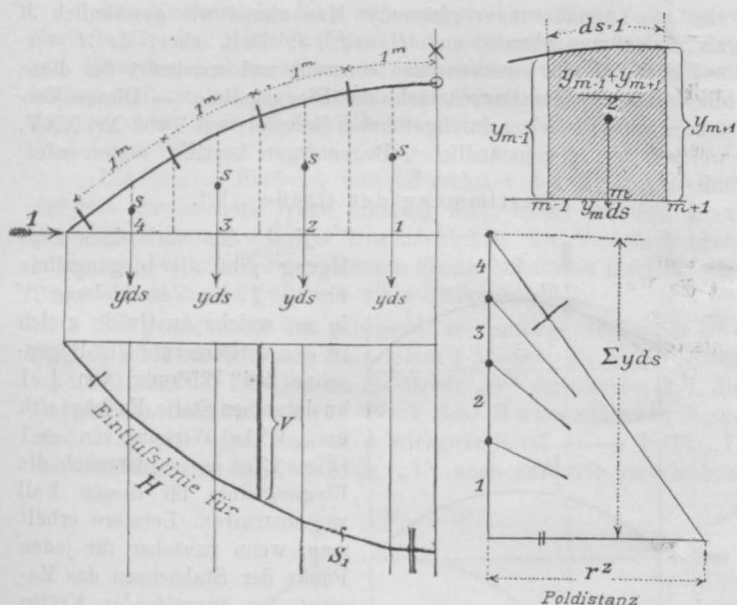


Fig. 15.

der Trägheitsradius (bei constantem Querschnitt)  $r^2$  angenommen. Die wirkliche Größe „ $V$ “ bestimmt sich daher mit Beziehung auf Gleichung 9:

$$V = \frac{V_{mm} \times r^2_{mm} \times n}{r^2_{mm} \cdot E \cdot F}$$

(wobei 1:n der Längenmaßstab der Zeichnung ist).

(Es könnte ebenso eine ganz beliebige Poldistanz  $p$  angenommen werden, dann ist:

$$V = \frac{V_{mm} \times p_{mm} \times n}{r^2_{mm} \cdot E \cdot F} = (V_{mm} \times p_{mm} \times n) \cdot \frac{1}{r^2 \cdot E \cdot F}$$

Bestimmung der Größe „ $u$ “ (Fig. 16).

$u$  ist die Verkürzung der Bogensehne durch die Kraft  $\rightarrow 1$  im Kämpfer, und handelt es sich hier um eine Verschiebung in horizontaler Richtung, und zwar um jene im Punkte  $a$ , während früher die Verschiebung „ $V$ “ in verticaler Richtung gesucht wurde.

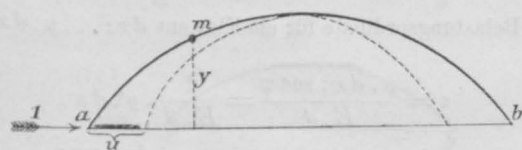


Fig. 16.

Für die Kraftrichtung  $\rightarrow 1$  sind die Momente für die einzelnen Bogenpunkte wie früher:  $1 \times y_n = y_n$ , die Partialflächen wie vorher aber horizontal gerichtet:  $y \cdot ds$ . Mit diesen ist das Moment bezüglich der Bogensehne  $ab$  zu suchen und ist für „einen“ Bogenpunkt:  $y \cdot ds \cdot y = y^2 ds$  und sonach für die ganze Bogenachse:  $\int_0^l y_n^2 \cdot ds$ .

Dieses Integral stellt das statische Moment aller  $y \cdot ds$  bezüglich der Bogensehne  $ab$  vor und kann letzteres bekanntlich construiert werden, indem der Abschnitt der ersten und letzten Seite des Polygons  $S_2$  mit der Bogensehne  $ab$  gebildet wird (Fig. 17).

Dieser Abschnitt  $u$  multiplicirt mit der Poldistanz  $r^2$  ergibt das gesuchte statische Moment.

Mit Bezug auf Gleichung 9) ist:

$$u = \frac{\sum y^2 \cdot ds}{r^2 \cdot E \cdot F} \cdot r^2 = \frac{\sum y^2 \cdot ds}{E \cdot F},$$

der Horizontalschub  $H$  ist nach Gleichung 1) demnach:  $H = \frac{V}{u}$  gefunden und bedeutet die Strecke  $u$  die Krafteinheit  $= 1$  für den Maßstab des Horizontalschubes und der Größe der wandernden Einzellast  $G = 1 t$ .

Daß die Horizontalschub-Curve einer wandernden Einzellast für den Bogen mit Kämpfergelenken durch ein Seilpolygon dargestellt werden könne, wurde zuerst von Mohr nachgewiesen.

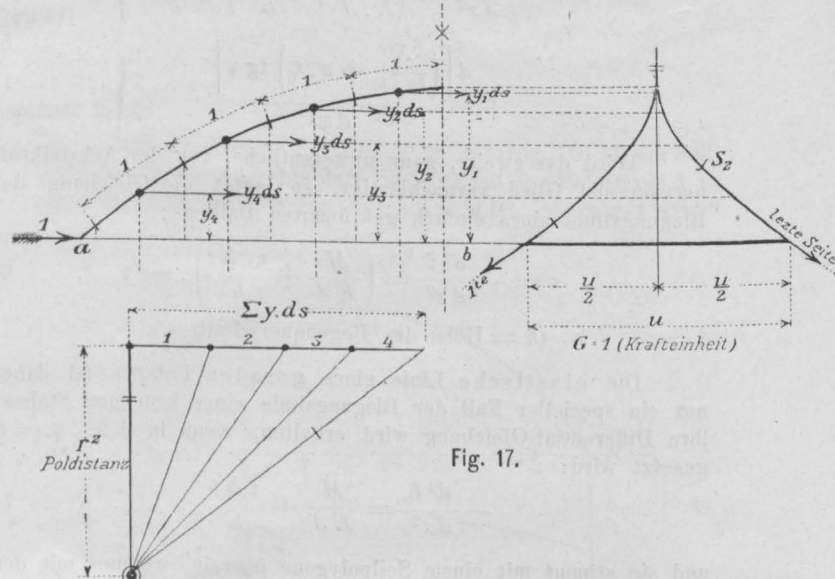


Fig. 17.

In der erläuterten graphischen Ermittlung von  $H$  ist der Einfluss der Achsialkraft, ferner jener der Schubkräfte unberücksichtigt geblieben. In der Praxis ist es aber ohne Bedenken zulässig, die von genannten Kräften herrührenden Antheile von  $H$  zu vernachlässigen. Ebenso ist die Construction unter der Annahme eines constanten Trägheitsmomentes durchgeführt; im nachfolgenden, auf Tafel XXV enthaltenen Beispiel, welches sich auf den gegenständlichen Versuch-Bogenträger bezieht, wurde jedoch auch auf die Veränderlichkeit der Bogenquerschnitte durch die Wahl verschiedener Poldistanzen:  $r_1^2, r_2^2, r_3^2$  (Trägheitsradien) entsprechend Rücksicht genommen.

Für den bezeichneten Fall ist die Stützweite  $l = 23.0 m$  und die Bogenachse continuirlich nach einer Parabel gekrümmt. Der Pfeil im Scheitel des Bogens beträgt  $f = 4.556 m$ . In der Tafel XXV ist nur der halbe Bogen betrachtet, in welchem vom Scheitel aus Bogenstücke von je  $2 m$  Länge aufgetragen erscheinen.

Die einzelnen  $y_n \cdot ds = f_n$  sind gebildet nach:

$$\begin{cases} f_1 = \frac{A B_1 \times B_1 C_1}{2} \\ f_2 = \frac{(B_1 C_1 + B_2 C_2)}{2} \times \overline{B_1 B_2} \\ f_3 = \frac{(B_2 C_2 + B_3 C_3)}{2} \times \overline{B_2 B_3} \\ \vdots \\ f_7 = \frac{(B_6 C_6 + B_7 C_7)}{2} \times \overline{B_6 B_7}. \end{cases}$$

Hiebei ist  $B_1 B_2 = B_2 B_3 = \dots B_6 B_7 = ds = 2.0 m$ .

Die wirklichen Größen nach Einsetzung der Werthe ergeben sich mit:

$$\begin{cases} f_1 = 0.120 m^2 \\ f_2 = 1.94 \\ f_3 = 4.07 \\ f_4 = 5.92 \\ f_5 = 7.43 \\ f_6 = 8.44 \\ f_7 = 8.97 \end{cases} \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{Die Schwerpunkts-Verticalen der einzelnen} \\ \text{Flächenstreifen (Trapeze) wurden graphisch} \\ \text{ermittelt.} \\ \text{Mit den } f_n \text{ und den zugehörigen Trägheits-} \\ \text{radien } r_n^2, \text{ welche als Poldistanzen eingeführt} \\ \text{sind, ist das Seilpolygon } S_1 \text{ entstanden.} \end{array} \right.$$

Dieses Seilpolygon ist die Einflusslinie des Horizontalschubes  $H$  einer wandernden Einzelast 1, deren Ordinaten geben die  $V$ .

Wird der Kräfteplan um  $90^\circ$  verdreht, also für die horizontal gerichteten Kräfte  $f_n = y_n \cdot ds$  das Seilpolygon  $S_2$  construiert, so wird die Größe  $\frac{u}{2}$  bzw.  $u$  erhalten, welche letztere die Einheit für das Maß des Horizontalschubes ist, nachdem derselbe sich aus:  $H = \frac{V}{u}$  bestimmt — sie ist selbstverständlich auch der Werth für die Einzelast  $G = 1 t$ . Mittels der Strecke  $u = 83 mm$  ist der Maßstab für  $H$  gezeichnet und gibt die Ordinate  $V$  des Polygons  $S_1$  auf diesem Maßstabe abgegriffen, den fraglichen Horizontalschub, für den Fall, als die Einzelast  $G = 1$  im Punkte  $C$  wirken möchte.

Der Längenmaßstab der Zeichnung ist mit  $1:100$  gewählt, der Maßstab für die  $y \cdot ds = f$  ist angenommen mit:

$$\begin{cases} 1 mm = 0.400 m^2, \text{ d. i.} \\ 1 m^2 = 2.50 mm. \end{cases}$$

Der Maßstab für die Poldistanzen, d. i. den Trägheitsradien, ist angenommen mit:

$$\begin{cases} 1 mm = 0.00025 m^2, \text{ d. i.} \\ 1 m^2 = 4000 mm. \end{cases}$$

Letzterer Maßstab ist 1600 mal  $\left(\frac{0.400 m^2}{0.00025} = 1600\right)$  kleiner als ersterer für die  $f$ .

Die wirkliche Größe der Ordinaten  $V$  des Seilpolygons  $S_1$  wird demnach gefunden:

a)  $V$  in der Zeichnung in  $mm$  abgegriffen, gibt:

$$\frac{V_{mm} \times 1600 \times 100}{E \cdot F} = \frac{V_{mm} \times 160,000}{E \cdot F}$$

(1 : 100 = Längenmaßstab)

b) oder auch:

$$\frac{V_{mm}}{2.5} \times \frac{z. B. r_3^2}{87.12} \times 100 = \frac{V_{mm} \times 87.12 mm \times 100}{2.5 \times 0.02178 m^2} = V_{mm} \times 160,000$$

und die wirkliche Größe:

$$\frac{V_{mm} \times 160,000}{E \cdot F}$$

Es ist demnach die wirkliche Größe von:

$$u = \frac{u_{mm} \times 160,000}{E \cdot F} = \frac{83 mm \times 160,000}{E \cdot F}$$

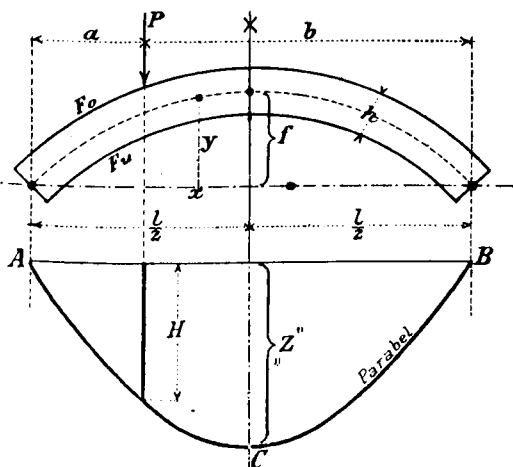


Fig. 18.

Die Division von  $\frac{V}{u}$  wird durch Zeichnen des Maßstabes:

$u = 1 t$  ausgeführt.

Für den Bogenpunkt +4 mit der Abscisse  $a = 7.0 m$  ergibt sich  $H_4$  am Maßstabe abgemessen mit  $H_4 = 0.802 t$ .

Die wirkliche Größe der Strecke  $u$  ist nur dann zu wissen nöthig, wenn mit Hilfe derselben der Horizontalschub von der Temperatur-Änderung  $H_t$  zu berechnen ist.

Hat der spannungslose Bogen bei  $t_1^\circ$  Cels. die normale Sehnenlänge  $l$  = der Entfernung der beiden Auflagerpunkte und ist  $\varepsilon$  der Ausdehnungs-Coëfficient des Bogenmaterials bei  $1^\circ$ , so ist die Verlängerung der Sehne bei  $t^\circ$  gleich:  $l \cdot \varepsilon \cdot (t - t_1)^\circ$ . Um diese Längenänderung aufzuheben, muss der Horizontaldruck entsprechend vermehrt oder vermindert werden.

Es ist  $H_t = \frac{\text{Sehnenänderung durch Temperatur-Änderung}}{u \text{ d. i. Sehnenänderung durch } H = 1}$

$$H_t = \frac{(t - t_1) \cdot l \cdot \varepsilon}{u} = \frac{E \cdot F \cdot l \cdot \varepsilon (t - t_1)}{u}$$

Für den Versuchsbogen ist beispielsweise:

$$\begin{aligned} E &= 2,000,000 \text{ kg pro cm}^2 \\ \varepsilon &= 0.000012 \text{ für } 1^\circ \text{ Cels.} \\ (t - t_1) &= 20^\circ \\ l &= 2300 \text{ cm} \\ F &= 154 \text{ cm}^2 \text{ (mittlere Fläche)} \\ u &= (8.3 \text{ cm} \times 160,000) \end{aligned} \quad \left. \begin{array}{l} \\ \\ \\ \\ \end{array} \right\} \text{ Der Horizontalschub: } H_t = 128 \text{ kg}$$

Die zweite Methode, die noch für die Bestimmung des Horizontalschubes angeführt werden soll, ist diejenige, welche am schnellsten zum Ziele führt und von Müller-Breslau in seinem Werke „Die Graphische Statik der Bauconstructionen“ Band II, besonders zur Anwendung empfohlen wird. Diese Methode betrifft die Einführung der parabelförmigen  $H$ -Linie. Diese Linie, die Einflusslinie für den Horizontalschub einer wandernden Einzelast, weicht nämlich für Parabelbögen nur sehr wenig von einer Parabel ab, so daß letztere für die Praxis genügend genaue Resultate liefert (Fig. 18 u. 19).

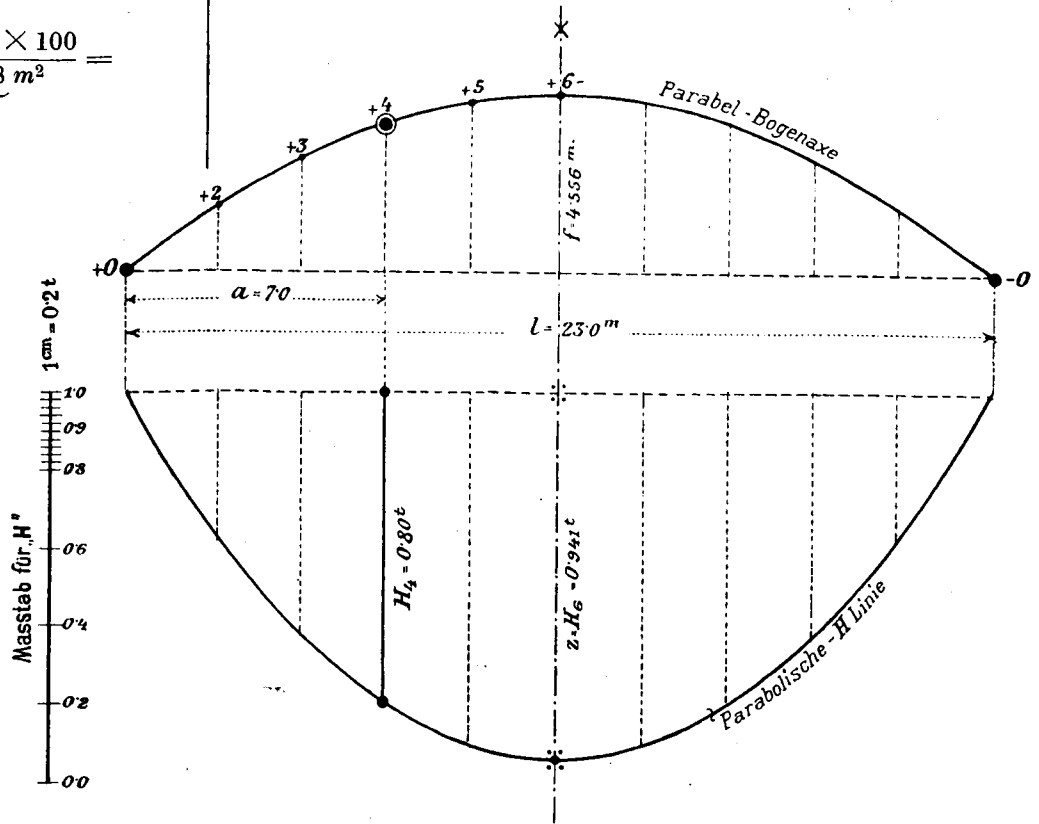


Fig. 19.

Maßstab für die Längen: 1 : 200; Maßstab für die Kräfte:  $1 t = 5 cm$ ;  $1 cm = 0.2 t$ .

Die Gleichung der parabolischen  $H$ -Linie ist:

$$H = \frac{3 \cdot P \cdot a \cdot b}{4 \cdot f \cdot l} \cdot v \quad 1)$$

wobei unter Voraussetzung  $F_0 = F_u = F_c$

$$v = \frac{1}{1 + \frac{15}{32} \cdot \frac{h^2}{f^2}} \text{ ist.}$$

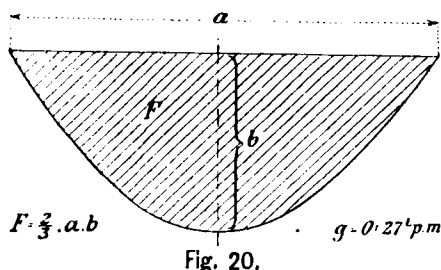


Fig. 20.

Desgleichen für Temperatur-Änderungen:

$$H_t = \frac{15 \cdot \varepsilon \cdot E \cdot t^0 \cdot h^2 \cdot F_c}{16 \cdot f^2} \cdot v \quad 2)$$

Diese Formeln liefern auch noch für flache Kreishögen sehr zuverlässige Resultate.

Die Pfeilhöhe  $z$  der parabolischen Einflusslinie des Horizontalschubes für eine wandernde Einzelast ist, in Formel 1)  $a = b = \frac{l}{2}$  gesetzt:

$$z = H = \frac{3}{16} \cdot \frac{P \cdot l}{f} \cdot v \quad 3)$$

Für vorliegenden Fall ist:  $P = 1$ ,  $l = 23,0 \text{ m}$ ,  $f = 4,556 \text{ m}$ ,  $z = H = 0,947 \cdot v$  und

$$v = \frac{1}{1 + \frac{15}{32} \cdot \frac{0,36 \text{ m}}{4,556}} = 0,994$$

( $h$  = mittlere Querschnittshöhe =  $0,36 \text{ m}$ )

daher:  $z = H = 0,947 \times 0,994 = 0,941 t$ .

$v$  kann genügend genau = 1 gesetzt werden.

Beispielsweise ergibt sich, im Punkte + 4,  $P = 1$  wirkend, nach Fig. 19 der Horizontalschub  $H_4 = 0,80 t$ .

Der Horizontalschub vom Eigengewichte ist durch die Fläche obiger Parabel (Fig. 20) gegeben, und zwar:

$$H_g = \frac{2}{3} \cdot l \cdot z \cdot g,$$

wenn  $g$  das Eigengewicht per laufenden Meter und Träger bedeutet.

$$H_g = \frac{2}{3} \cdot 23,0 \text{ m} \times 0,941 t \times 0,27 t = 3,8957 t.$$

## B. Statische Berechnung des Moniergewölbes

von 23,00 Meter Spannweite und 4,6 Meter Pfeilhöhe.

Mitgeteilt von der Firma G. A. Wayss & Co. \*)

(Hiezu Tafel XXVI.)

Die Untersuchung der statischen Verhältnisse wurde für einen Bogen von  $1,00 \text{ m}$  Breite durchgeführt. Die Abmessungen des Bogens sind im Plane ersichtlich gemacht. Die Versuchsbelastung wirkt in den Knotenpunkten  $a, b, c, d, e, f$  und zwar:

$$\begin{aligned} \text{in } a &= 4,15 t \\ \text{" } b &= 4,92 t \\ \text{" } c &= 4,57 t \\ \text{" } d &= 3,97 t \\ \text{" } e &= 3,77 t \\ \text{" } f &= 1,795 t \end{aligned}$$

Zur Erleichterung der Berechnung denken wir uns die Knotenbelastungen, die nur auf einer Seite des Gewölbes wirken, in symmetrischen Abständen über den ganzen Bogen verteilt, mit ihrem halben Gewichte wirkend, da sowohl Scheitelmoment wie Horizontalschub für beide Fälle gleich groß sind.

Daher:

$$\begin{aligned} \text{in } a &= 2,08 t \\ \text{" } b &= 2,46 t \\ \text{" } c &= 2,29 t \\ \text{" } d &= 1,98 t \\ \text{" } e &= 1,89 t \\ \text{" } f &= 0,90 t \end{aligned}$$

Gewicht der Bogenteile:

$$\begin{aligned} \text{Bogenteil } 0 \text{ I} &= 3,62 t \\ \text{" } \text{I II} &= 3,22 t \\ \text{" } \text{II III} &= 2,82 t \\ \text{" } \text{III IV} &= 2,42 t \end{aligned}$$

Wir erhalten für die Momente der mobilen Last und des Eigengewichtes in Bezug auf die Mittelpunkte der Querschnitte 0, I, II, III:

### I. Mobile Last.

Abschnitt	Gewicht $t$	Hebelarme	Momente $t/m$
0 IV	2,08	0,40	0,832
	2,46	2,60	6,396
	2,29	4,85	11,107
	1,98	7,10	14,058
	1,89	9,40	17,766
	0,90	11,60	10,440
Summa	11,60	—	60,600
I IV	2,46	0,12	0,295
	2,29	2,35	5,382
	1,98	4,60	9,108
	1,89	6,90	13,041
	0,90	9,10	8,190
	9,52	—	36,220
Summa	9,52	—	36,220
II IV	1,98	1,72	3,406
	1,89	4,00	7,560
	0,90	6,20	5,580
	4,77	—	16,550
Summa	4,77	—	16,550
III IV	1,89	0,90	1,701
	0,90	3,15	2,835
	2,79	—	4,540
Summa	2,79	—	4,540

\*) Nachstehende Berechnung wurde dem Gewölbe-Ausschusse vor Durchführung des Versuches von der Firma zur Verfügung gestellt.

## II. Eigengewicht.

Abschnitt	Gewicht $t$	Hebelarme	Momente $t/m$
0 IV {	3.62	1.20	4.344
	3.22	3.90	12.558
	2.82	6.90	19.458
	2.42	10.00	24.200
Summa	12.08	—	60.560
I IV {	3.22	1.40	4.508
	2.82	4.40	12.408
	2.42	7.50	18.150
Summa	8.46	—	35.070
II IV {	2.82	1.50	4.230
	2.42	4.60	11.132
Summa	5.24	—	15.360
III IV	2.42	1.55	3.75

Die aus beiden Belastungen entstehenden Momente ergeben sich wie folgt:

## III. Zusammen.

Abschnitt	Bogen allein		Mobile Last		Gesamtlast	
	Gewicht	Moment	Gewicht	Moment	Gewicht	Moment
0 IV	12.08	60.56	11.60	60.60	23.68	121.16
I IV	8.46	35.07	9.51	36.02	17.98	71.09
II IV	5.24	15.36	4.77	16.55	10.01	31.91
III IV	2.42	3.75	2.79	4.54	5.21	8.29

Nach Castigliano ist die Formel für die kleinste Formveränderungsarbeit:

$$\Sigma \left( \frac{M^2}{J} + \frac{N^2}{F} \right) = \text{Minimum} \quad \dots \quad \text{I)}$$

(Das Glied  $\frac{N^2}{F}$  kann wegen des geringen Einflusses vernachlässigt werden.)

Wir bezeichnen mit:

$M$  das Scheitelmoment, mit

$H$  den Horizontalschub, mit

$M_0, I, II, III$  etc. die Biegemomente, mit

$N_0, I, II, III$  etc. die Normalkräfte in den einzelnen Querschnitten, mit

$J_0, I, II, III$  die Trägheitsmomente, mit

$F_0, I, II, III$  die Flächen der bezüglichen Querschnitte.

Es ergeben sich folgende Gleichungen:

$$\left. \begin{aligned} M_0 &= M - 4.50 H + 121.16 \\ M_I &= M - 2.50 H + 71.09 \\ M_{II} &= M - 1.10 H + 31.91 \\ M_{III} &= M - 0.30 H + 8.29 \\ M_{IV} &= M \end{aligned} \right\} \quad \dots \quad \text{II)}$$

$$\left. \begin{aligned} N_0 &= 0.71 H + 0.71 \times 23.68 \\ N_I &= 0.84 H + 0.53 \times 17.98 \\ N_{II} &= 0.94 H + 0.35 \times 10.01 \\ N_{III} &= 0.98 H + 0.17 \times 5.21 \\ N_{IV} &= H \end{aligned} \right\} \quad \dots \quad \text{III)}$$

Nach der Simpson'schen Regel ist:

$$\Sigma \left( \frac{M^2}{J} \right) = \frac{1}{3} \left( \frac{M_0^2}{J_0} + \frac{4 M_I^2}{J_I} + \frac{2 M_{II}^2}{J_{II}} + \frac{4 M_{III}^2}{J_{III}} + \frac{M_{IV}^2}{J_{IV}} \right)$$

Es ist ferner:

$$1/J_0 = 55.5$$

$$4/J_I = 308.2$$

$$2/J_{II} = 223.9$$

$$4/J_{III} = 681.3$$

$$1/J_{IV} = 279.9$$

Setzt man diese Werthe in die Formel für die kleinste Formänderungs-Arbeit ein und differenziert nach den Unbekannten  $M$  und  $H$ , so erhalten wir:

$$M = \text{Scheitelmoment} = -0.346 t/m$$

$$H = \text{Horizontalschub} = 27.8 t$$

Setzen wir diese Werthe in die Gleichungen für die  $M$  und  $N$  ein:

$$M_0 = -4.286 t/m$$

$$M_I = +1.244 "$$

$$M_{II} = +0.984 "$$

$$M_{III} = -0.396 "$$

$$M_{IV} = -0.346 "$$

$$N_0 = 36.548 t$$

$$N_I = 32.882 t$$

$$N_{II} = 29.632 t$$

$$N_{III} = 28.129 t$$

$$N_{IV} = 27.800 t$$

$$c_0 = -0.117 m$$

$$c_I = +0.037 "$$

$$c_{II} = +0.033 "$$

$$c_{III} = -0.014 "$$

$$c_{IV} = -0.012 "$$

Die  $c$  bedeuten die Abstände der Stützlinie von der Bogenachse, wo  $+$  nach Innen,  $-$  nach Außen von der Bogenachse bedeutet. Gehen wir nun mehr auf die einseitige Belastung über, so verfahren wir nach Schwedler folgendermaßen:

Construirt man über der halben Stützweite  $AB$  (Fig. 1) eine Parabel mit dem Pfeile  $\gamma_0 = \frac{\gamma_v l^2}{64 H}$  zieht die Linie  $CB$ , so stellen

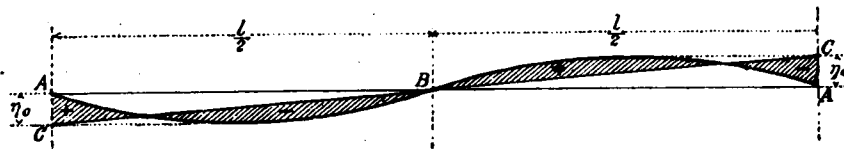


Fig. 1.

die Ordinaten der schraffierten Fläche die an den Ordinaten der Drucklinie vorzunehmenden Änderungen dar (wobei  $+$  nach innen,  $-$  nach außen. [Elemente der graphischen Statik. Heinrich F. B. Müller-Breslau. Berlin 1881].)

Es bezeichnen in obiger Formel:

$\gamma_v$  die einseitige Belastung per  $m^2$

(in unserem Falle  $1500 \text{ kg} + \text{Gerüstung} = 1980 \text{ kg pro } m^2$ )

$l = 23.40 \text{ m}$  die Stützweite,

$H = 27.8 t$  den Horizontalschub.

Die größten Beanspruchungen ergeben sich in den Kämpferfugen.

Die Normalkraft für diesen Querschnitt ergibt sich auf der belasteten Seite mit:

$$\begin{aligned} N_0 &= H \cos \alpha_0 + V \sin \alpha_0 \\ &= 27.8 \times 0.71 + \left( 23.68 + \frac{5}{32} 1.980 \times 23.4 \right) \times 0.71 \\ &= 41.695 t, \end{aligned}$$

der Abstand des Angriffspunktes der Normalkraft vom Fugenmittelpunkte:

$$\begin{aligned} \delta &= c_0 + \gamma_0 \cos \alpha_0 = (-0.117) + (+0.609 \times 0.71) \\ &= 0.315 m \end{aligned}$$

Die Normalkraft für diesen Querschnitt auf der unbelasteten Seite ergibt sich mit:



$$N_0^1 = H \cos \alpha_0 + V^1 \sin \alpha_0$$

$$N_0^1 = 27.8 \times 0.71 + \left( 23.68 - \frac{5}{32} 1.980 \times 23.4 \right) 0.71$$

$$N_0^1 = 31.4 \text{ t,}$$

der Abstand des Angriffspunktes der Normalkraft vom Fugenmittelpunkte:

$$\delta^1 = c_0 + r_0 \cos \alpha_0$$

$$\delta^1 = (-0.117) + (-0.690 \times 0.71)$$

$$\delta^1 = -0.549 \text{ m}$$

Aus diesen Werthen lassen sich die Beanspruchungen leicht ermitteln.

1. Auf der belasteten Seite:

$$\text{Normalkraft } N_0 = 41.695 \text{ t}$$

$$\text{Moment } M_1 = 41.695 \times 0.315 = 13.13390 \text{ t/m} = 1313390 \text{ kg/cm}$$

Beanspruchung in Folge der Normalkraft:

$$\sigma_N = \frac{41695}{6000} = 6.95 \text{ kg pro cm}^2$$

Beanspruchung in Folge des Momentes:

$$\sigma_M = \pm \frac{1313390}{\frac{1}{6} 100 \cdot 60^2} = \pm 21.89 \text{ kg pro cm}^2$$

und demnach

$$\left. \begin{array}{l} \text{eine Druckbeanspruchung } \sigma^1 = 28.84 \text{ kg} \\ \text{" Zugbeanspruchung } \sigma = 14.94 \text{ "} \end{array} \right\} \text{ pro cm}^2$$

2. Auf der unbelasteten Seite:

$$\text{Normalkraft } N_0^1 = 31.400 \text{ t}$$

$$\text{Moment } M_1^1 = 31.4 \times 0.549 = 17.2386 \text{ t/m} = 1723860 \text{ kg/cm}$$

Beanspruchung in Folge der Normalkraft:

$$\sigma_N = \frac{31400}{6000} = 5.23 \text{ kg}$$

in Folge des Momentes:

$$\sigma_M = \pm \frac{1723860}{\frac{1}{6} 100 \times 60^2} = \pm 28.73 \text{ kg}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{daher Maximaldruck} \dots\dots\dots 33.96 \text{ kg} \\ \text{Maximalzug} \dots\dots\dots 23.50 \text{ "} \end{array} \right\} \text{ pro cm}^2$$

Die zulässige Druckbeanspruchung des Betons ist hierbei nicht erreicht, die zulässige Zugbeanspruchung des Betons aber weit überschritten.

Soll die ganze Zugspannung durch das Eisen aufgenommen werden und werden 15 Stäbe pro m mit 14 mm Durchmesser angeordnet, so ergibt sich Folgendes:

Das Zugdreieck (Fig. 2) hat eine Fläche von:

$$\frac{1}{2} 23.5 \times 24.6 = 289.05 \text{ cm}^2$$

und ist der Gesamtzug auf 1 m Breite:

$$100 \times 289.05 = 28905 \text{ kg}$$

an einem Hebel von:

$$5.4 + \frac{2}{3} 24.6 = 21.8 \text{ cm}$$

Dies ergibt ein Moment von

$$630129 \text{ kg/cm}$$

und die Inanspruchnahme des Eisens

$$\sigma = \frac{630129}{25 \times 15 \times 1.539} = 1091 \text{ kg pro cm}^2,$$

ein Werth, der in Wirklichkeit nicht erreicht werden wird, da sich der Beton auch einigermaßen am Zuge theilnehmen wird.

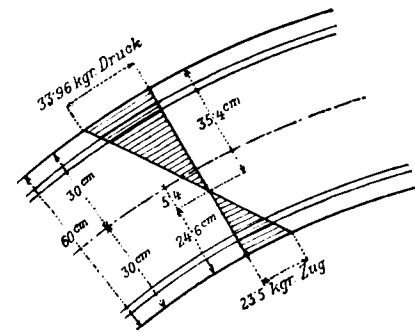


Fig. 2.

## C. Statische Berechnung des Stampfbeton-Bogens mit Kämpfergelenken.

Mitgetheilt von der Firma Pittel & Brausewetter.\*)

(Hiezu Tafel XXVII.)

### Voraussetzungen.

Die Achse des Bogenträgers ist eine Kreislinie.  
Lichte Spannweite =  $2s = 23 \text{ m}$ .

Lichte Pfeilhöhe =  $h = \frac{2s}{5} = 4.60 \text{ m}$ .

Die Bogenstärke ist constant =  $c = 0.70 \text{ m}$ .

Bogenbreite =  $b = 2 \text{ m}$ .

Der Bogen hat nur an den Kämpfern Gelenke.

Nutzlast pro  $1 \text{ m}^2 = 1.5 \text{ t}$ .

Specifisches Gewicht des Betons =  $\gamma = 2.5 \text{ t per } 1 \text{ m}^3$ .

Die Elasticitäts-Coëfficienten für Zug und Druck seien gleich groß, diese Annahme kommt der Sicherheit der Berechnung zu Gute. Der Einfluss der Temperaturänderungen bleibe unberücksichtigt. Zu bestimmen sind die Mischungsverhältnisse für den Beton.

Der Berechnung der Beanspruchungen legen wir eine einseitige Belastung (z. B. rechtsseitige) (siehe Fig. 1 Tafel XXVII) zu Grunde, nachdem bei dieser Belastungsweise sowohl die maximalen Druckspannungen, als auch die maximalen Zugspannungen auftreten.

Die Nutzlast wird nicht unmittelbar auf den Betonbogen, sondern gleichmäßig vertheilt auf eine Holzconstruction aufgebracht, deren Stützen (Joche) auf dem Bogen aufruhend, so daß dieselbe in den Stützpunkten dieser Holzconstruction als Einzeln-

lasten auf den Bogen übertragen wird. Dabei ist vorausgesetzt, daß die Druckübertragung auf die einzelnen Joche nach dem Gesetz des einfachen, auf beiden Enden frei aufliegenden geraden Trägers erfolge.

Wir führen die Rechnung für die ganze Bogenbreite von  $2 \text{ m}$  durch. Die Einzelasten sind vom Scheitel ausgehend, in gleichen Abständen von  $2.30 \text{ m}$  vertheilt, und theilen die halbe lichte Spannweite in fünf Felder, so daß

$$Q_1 = Q_2 = Q_3 = Q_4 = Q \text{ und } Q_0 = Q_5 = \frac{1}{2} Q$$

werden, wenn  $Q$  die Nutzlast pro Feld und  $5Q$  die gesammte rechtsseitige Nutzlast bedeutet.

Es ist dann:

$$5Q = \frac{23 \text{ m}}{2} \times 2 \text{ m} \times 1.5 \text{ t} = 34.5 \text{ t,}$$

mithin

$$Q = 6.9 \text{ t}$$

und

$$\frac{1}{2} Q = 3.45 \text{ t.}$$

Das Gewicht der Holzconstruction ist in der Belastung von  $5Q = 34.5 \text{ t}$  als inbegriffen angenommen.

### Berechnung des Bogenradius.

Radius der inneren Bogenleitung =  $\rho$ ,

$$\rho = \frac{s^2}{2h} + \frac{h}{2} = \frac{(11.5)^2}{2(4.6)} + \frac{4.6}{2} = 16.675 \text{ m,}$$

\*) Nachstehende Berechnung wurde dem Gewölbe-Ausschusse vor Durchführung des Versuches seitens der Firma zur Verfügung gestellt.

Radius der Bogenachse =  $r$ ,

$$r = \rho + \frac{c}{2} = 16.675 + \frac{0.70}{2} m = 17.025 m.$$

### Allgemeines.

Wir bezeichnen die Lage der Bogenquerschnitte, welche durch den Schnitt der Einzellasten  $Q_0, Q_1, \dots, Q_5$  mit der Bogenachse bestimmt sind, entsprechend mit 0, 1, 2, 3, 4, 5, des rechten Kämpfers mit  $\Delta$ , während wir die Lage der symmetrisch gelegenen Querschnitte in der unbelasteten Bogenhälfte mit  $-1, -2, -3, -4, -5, -\Delta$  bezeichnen, und wollen im Verlaufe unserer Rechnungen für diese durch die Belastung gleichsam gegebenen Querschnitte die Maximalspannungen in der oberen und unteren Faserschichte berechnen, und den letzteren entsprechend die Mischungsverhältnisse des Betons anpassen.

Mit Hilfe des berechneten Radius  $\rho$  (Fig. 1) ergeben sich folgende goniometrische Functionen, die im Laufe der Rechnung benötigt werden:

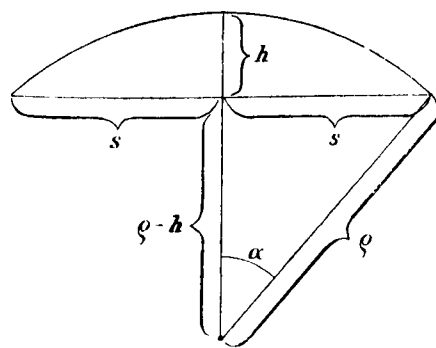


Fig. 1.

$$\sin \alpha = \frac{s}{\rho} = 0.689655$$

$$\cos \alpha = \frac{\rho - h}{\rho} = 0.724142$$

mithin

$$\alpha = 43^\circ 36' 8.82''$$

$$\alpha \cdot \sin \alpha \cdot \cos \alpha = 0.380052$$

$$\alpha^2 = 0.579130$$

$$\alpha^2 \cdot \sin \alpha = 0.399400$$

$$\alpha^2 \cdot \sin \alpha \cdot \cos \alpha = 0.289222$$

$$\log \sin \alpha = 9.838629 - 10$$

$$\arcsin \alpha = 0.761006$$

$$\alpha \cdot \sin \alpha = 0.524830$$

$$\alpha \cdot \cos \alpha = 0.551077$$

$$\sin \alpha \cdot \cos \alpha = 0.499407$$

$$\sin^2 \alpha = 0.475617$$

$$\cos^2 \alpha = 0.524383$$

$$\alpha \cos^2 \alpha = 0.399059$$

$$\log \alpha = 9.881389 - 10$$

$$\log \cos \alpha = 9.859824 - 10$$

Mit Hilfe des für  $r$  gefundenen Werthes berechnen (Fig. 2) sich leicht die Winkelabstände  $\beta$  der einzelnen Querschnitte von der Symmetrieachse (Verticalachse) des Bogens und sind deren

Tabelle der Winkelfunctionen.

Function	$\varphi = \beta_0 = 0$	$\varphi = \beta_1$	$\varphi = \beta_2$	$\varphi = \beta_3$	$\varphi = \beta_4$	$\varphi = \beta_5$	$\varphi = \alpha$
$\varphi_0 =$	0	70° 45' 51"	150° 40' 54"	230° 54' 55"	320° 42' 59"	420° 29' 49"	430° 36' 8.8"
$\arcsin \varphi =$	0	0.135510	0.273592	0.417294	0.570894	0.741616	0.761006
$\sin \varphi =$	0	0.135096	0.270192	0.405288	0.540384	0.675480	0.689655
$\cos \varphi =$	1	0.990832	0.962806	0.914188	0.841418	0.737378	0.724142
$\sin^2 \varphi =$	0	0.018251	0.073003	0.164258	0.292014	0.456273	0.475617
$\varphi \cdot \sin \varphi =$	0	0.018307	0.073922	0.169124	0.308501	0.500946	0.524830

goniometrische Functionen, soweit sie in unserer Rechnung benötigt werden, in der obenstehenden Tabelle zusammengestellt.

Für die Berechnung der Momente werden die Spannweite  $2a$  der Bogenachse, ihre Pfeilhöhe  $h$  und die Ordinaten  $z$  der Querschnittspunkte benötigt. Es berechnet sich nun

$$\frac{l}{2} = r \sin \alpha = 11.7414 m,$$

$$z = r \cdot (\cos \beta - \cos \alpha) = 17.025 (\cos \beta - 0.724142),$$

$$f = r \cdot (1 - \cos \alpha) = 4.6965.$$

Die numerischen Werthe von  $z$  sind für die verschiedenen Querschnitte in Fig. 2, Tafel XXVII eingetragen.

Bezüglich des Zeichens der äußeren Kräfte für einen gegebenen Querschnitt denken wir uns den links befindlichen Bogen theil im Querschnitte abgeschnitten und entfernt, ersetzen ihn durch Anbringung der im Querschnitte stattfindenden inneren Spannungen, ziehen die auf den rechts liegenden Bogen theil wirkenden Kräfte in Betracht, und nehmen die gegen den Querschnitt gerichtete Achsialkraft als negativ und ein im Sinne der Bewegung des Uhrzeigers drehendes Moment als positiv an.

Von den inneren Kräften kommen hinsichtlich der Festigkeitsbedingungen in unserem Falle nur die Normalspannungen in Betracht, und wollen wir, da in einer und derselben Faser im

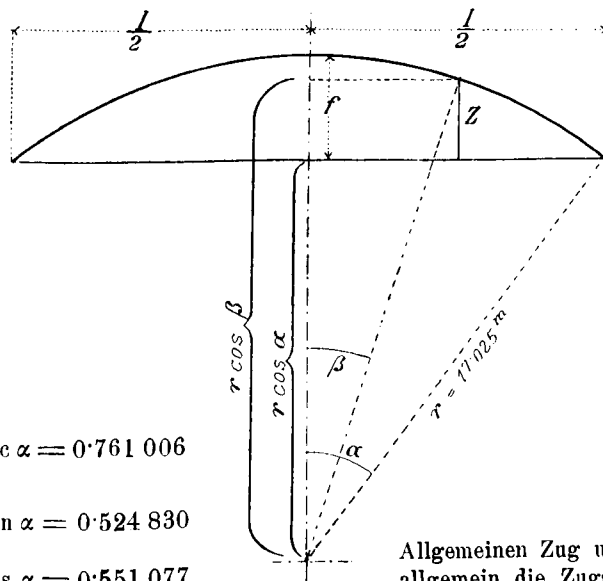


Fig. 2.

Allgemeinen Zug und Druck wechseln können, ganz allgemein die Zugspannungen als positive und die Druckspannungen als negative Spannungen in unsere Rechnungen einführen.

Die Winkelabstände  $\varphi$  der Bogenquerschnitte (A) und der Lastenangriffspunkte (B) von der Symmetrieachse des Bogens seien positiv, wenn sie von der Symmetrieachse nach links und negativ, wenn sie von der Symmetrieachse nach rechts gemessen werden (Fig. 3).

Was die Maßeinheiten betrifft, so legen wir stets den geometrischen Dimensionen den Meter, resp.  $m^2$  und  $m^3$ , ferner den Kräften die Tonne, mithin den Momenten den Tonnenmeter zu Grunde, und verstehen demgemäß die Zugspannungen immer in Tonnen per  $m^2$ .

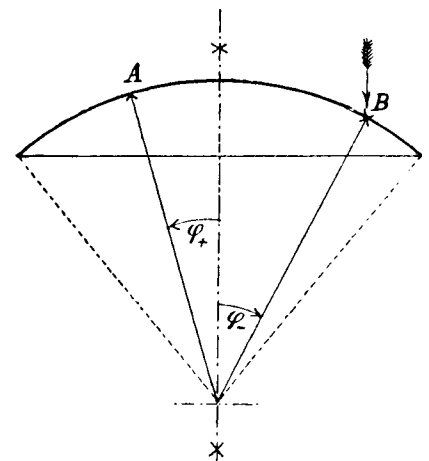


Fig. 3.

Horizontalschub  $H$  und Verticallruck  $V$  des Eigengewichtes auf die Widerlager.

Das Eigengewicht ist bei constantem Querschnitt längs der Bogenachse gleichmäßig vertheilt;  $g$  sei das Eigengewicht des

Bogens per Currenteinheit, u. zw. im Bogen gemessen (Fig. 4); dann ist:

$$g = b \cdot c \cdot l \cdot \gamma = 2 (0.7) (2.5) = 3.5 t,$$

$$\text{Bogenlänge} = u = 2 r \alpha = 2 (17.025) \alpha = 25.9122 m,$$

$$\text{Bogengewicht} = 2 V = l \cdot g = (25.9122) (3.5) = 90.69 t,$$

$$\text{Halbes Bogengewicht} = V = \frac{90.69}{2} = 45.345 t.$$

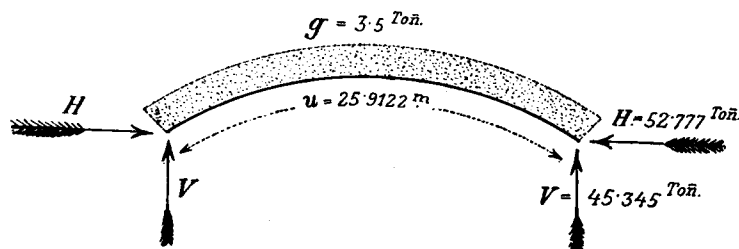


Fig. 4.

Der Horizontalschub  $H$  ergibt sich für obige Vertheilung des Eigengewichtes nach der Gleichung

$$H = g r \cdot \frac{\varphi_1(\alpha) - \kappa \cdot \varphi_2(\alpha)}{\varphi_3(\alpha) + \kappa \cdot 4 \alpha \cos^2 \alpha} \quad \dots (a)$$

Hiebei ist

$$\varphi_1(\alpha) = \alpha + 9 \sin \alpha \cos \alpha - 10 \alpha \cos^2 \alpha - 4 \alpha^2 \sin \alpha \cos \alpha,$$

$$\varphi_2(\alpha) = 4 \cos \alpha (\alpha \cos \alpha + \alpha^2 \sin \alpha - \sin \alpha),$$

$$\varphi_3(\alpha) = 2 (\alpha + 2 \alpha \cos^2 \alpha - 3 \sin \alpha \cos \alpha),$$

$\kappa = \frac{J}{F r^2}$ , also eine Function des Bogenquerschnittes und des Bogenradius, indem  $F$  die Querschnittsfläche und  $J$  das Trägheitsmoment des Querschnittes bezogen auf seine horizontale Schwerachse vorstellen.

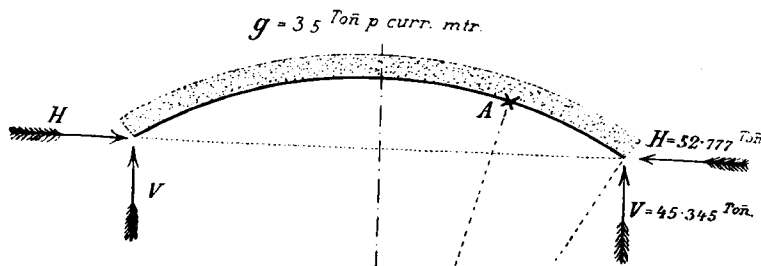


Fig. 5.

$$\left. \begin{aligned} J &= \frac{1}{12} \cdot b c^3 \\ F &= b c \end{aligned} \right\} \text{ also } \kappa = \frac{1}{12} \cdot \frac{c^2}{r^2} = \frac{1}{12} \cdot \frac{(0.7)^2}{(17.025)^2} = 0.000141.$$

Substituirt man in den Ausdruck (a) für  $H$  die für unseren speciellen Fall berechneten Werthe für die Functionen von  $\alpha$  und für  $\kappa$ , und schließlich für  $g$  und  $r$ , so erhält man

$$H = g r \cdot \frac{+0.10810 - (0.755) \cdot \kappa}{+0.121806 + (1.596) \cdot \kappa} = (0.8857) \cdot g r,$$

$$g \cdot r = (3.5) (17.025) = 59.587,$$

$$H = (0.8857) \cdot (59.587) = 52.777 t.$$

Momente in Folge des Eigengewichtes.

$$g = 3.5 t \text{ per Curr.-Meter.}$$

Für einen beliebigen Querschnittspunkt  $A$  (Fig. 5) mit dem Stellungswinkel  $\varphi$  gilt für das Moment  $M$  der Ausdruck

$$M = + (H + g r) r \cdot (\cos \varphi - \cos \alpha) - g r^2 \cdot (\alpha \sin \alpha - \varphi \sin \varphi)$$

Substituirt man für  $H, g, r, \alpha$  die numerischen Werthe, so erhält man als Momentengleichung für das Eigengewicht

$$M = + (1912.93) \cdot \cos \varphi + (1014.52) \cdot \varphi \sin \varphi - 1917.70.$$

Substituirt man mit Hilfe der Tabelle auf Seite 127 für  $\varphi$  der Reihe nach die Werthe  $0, \beta_1, \beta_2, \beta_3, \beta_4$ , so erhält man für die Momente in den einzelnen Querschnitten folgende numerische Werthe:

$\varphi = \beta_0 = 0$	$M_0 = -4.77 t/m$
$\varphi = \beta_1$	$M_1 = -3.75 "$
$\varphi = \beta_2$	$M_2 = -0.85 "$
$\varphi = \beta_3$	$M_3 = +2.72 "$
$\varphi = \beta_4$	$M_4 = +4.77 "$
$\varphi = \alpha$	$M_\Delta = 0 "$

Achskräfte in Folge des Eigengewichtes.

Für den Querschnitt  $A$  (Fig. 5) gilt für die Achskraft  $N$  der Ausdruck

$$N = -H \cdot \cos \varphi - g r \cdot \varphi \sin \varphi,$$

oder nach Einsetzung der Werthe für  $H, g$  und  $r$

$$N = - (52.78) \cdot \cos \varphi - (59.59) \cdot \varphi \sin \varphi.$$

Substituirt man wieder mit Hilfe obiger Tabelle für  $\varphi$  die den verschiedenen Querschnitten entsprechenden Werthe von  $\beta$ , so erhält man folgende numerische Werthe für die Achskräfte:

$\varphi = \beta_0 = 0$	$N_0 = -52.8 t$	$\varphi = \beta_3$	$N_3 = -58.3 t$
$\varphi = \beta_1$	$N_1 = -53.4 t$	$\varphi = \beta_4$	$N_4 = -62.8 t$
$\varphi = \beta_2$	$N_2 = -55.2 t$	$\varphi = \alpha$	$N_\Delta = -69.5 t$

Horizontalschub  $H$  und Verticaldrücke  $V$  und  $V'$  an den Kämpfern in Folge der rechtsseitigen Nutzlast.

Wir wollen zunächst für eine einzelne isolirte Last  $G$  mit dem Stellungswinkel  $\beta$  (Fig. 6) den Horizontalschub  $H$  und den rechten Stützendruck  $V$  berechnen, die Rechnung sodann auf unsere Einzelinlasten  $Q_0, Q_1, Q_2, Q_3, Q_4$  und  $Q_5$  (Fig. 1 der Tafel) anwenden und durch entsprechende Summierung den gesamten rechtsseitigen Nutzlast bestimmen:

Bei einem Kreisbogen mit constantem Querschnitt besteht für eine einzelne, isolirte Last  $G$  mit dem Stellungswinkel  $\beta$  der Ausdruck

$$\mathfrak{H} = G \cdot \frac{\sin^2 \alpha - \sin^2 \beta + 2 \cos \alpha (\cos \beta - \cos \alpha) - 2 (1 + \kappa) \cos \alpha (\alpha \sin \alpha - \beta \sin \beta)}{2 \cdot (\alpha + 2 \alpha \cos^2 \alpha - 3 \sin \alpha \cos \alpha) + \kappa \cdot 4 \alpha \cos^2 \alpha}$$

Hiebei ist wieder

$$\kappa = \frac{J}{F r^2} = 0.000141$$

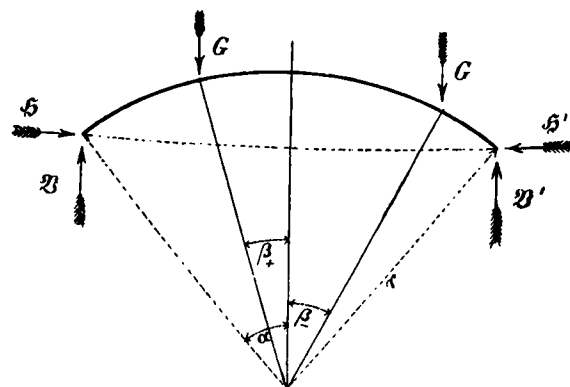


Fig. 6.

Substituirt man für die Winkelfunctionen von  $\alpha$  und für  $\kappa$  die Werthe, so ergibt sich

$$\mathfrak{H} = [+11.8682 \cdot \cos \beta + 11.8698 \cdot \beta \sin \beta - 8.1946 \cdot \sin^2 \beta - 10.9264] \cdot G = G \cdot f(\beta)$$

Wenden wir diese Gleichung auf jede unserer Einzellasten  $Q_x$  (Fig. 1, Tafel XXVII) an und versehen wir ihren Horizontal-schub mit dem gleichen Zeiger  $x$ , so erhält man

$$\left. \begin{aligned} \mathfrak{H}_0 &= Q_0 \cdot f(\beta_0) = (0.9418) Q_0 = 0.4709 \cdot Q \\ \mathfrak{H}_1 &= Q_1 \cdot f(\beta_1) = \dots \dots \dots 0.9009 \cdot Q \\ \mathfrak{H}_2 &= Q_2 \cdot f(\beta_2) = \dots \dots \dots 0.7794 \cdot Q \\ \mathfrak{H}_3 &= Q_3 \cdot f(\beta_3) = \dots \dots \dots 0.5848 \cdot Q \\ \mathfrak{H}_4 &= Q_4 \cdot f(\beta_4) = \dots \dots \dots 0.3286 \cdot Q \\ \mathfrak{H}_5 &= Q_5 \cdot f(\beta_5) = (0.0320) Q_5 = 0.0160 \cdot Q \end{aligned} \right\}; Q = 6.9 t$$

mithin

$$\mathfrak{H}_0 + \mathfrak{H}_1 + \mathfrak{H}_2 + \mathfrak{H}_3 + \mathfrak{H}_4 + \mathfrak{H}_5 = H = 3.0806 \cdot Q = (3.0806) \cdot (6.9) \\ H = 21.256 t$$

Für den rechtsseitigen Verticaldruck erhält man

$$\mathfrak{V} = G \cdot \frac{\sin \alpha - \sin(-\beta)}{2 \cdot \sin \alpha} = G \cdot \frac{\sin \alpha + \sin \beta}{2 \cdot \sin \alpha}.$$

Bei Anwendung auf unsere Einzellasten  $Q$  erhalten wir

$$\mathfrak{V}_0' = \frac{1}{2} Q \cdot \frac{\sin \alpha + \sin \beta_0}{2 \cdot \sin \alpha} = \frac{Q}{2 \sin \alpha} \cdot \left( \frac{\sin \alpha}{2} \right)$$

$$\mathfrak{V}_{1,2,3,4}' = Q \cdot \frac{\sin \alpha + \sin \beta_{1,2,3,4}}{2 \cdot \sin \alpha} = \frac{Q}{2 \sin \alpha} \cdot (\sin \alpha + \sin \beta_{1,2,3,4})$$

$$\mathfrak{V}_5' = \frac{1}{2} Q \cdot \frac{\sin \alpha + \sin \beta_5}{2 \sin \alpha} = \frac{Q}{2 \sin \alpha} \cdot \left( \frac{\sin \alpha}{2} + \frac{1}{2} \sin \beta_5 \right)$$

$$\mathfrak{V}_0' + \mathfrak{V}_1' + \mathfrak{V}_2' + \mathfrak{V}_3' + \mathfrak{V}_4' + \mathfrak{V}_5' = V' =$$

$$\frac{Q}{2 \sin \alpha} \cdot \left( 5 \sin \alpha + \sin \beta_1 + \sin \beta_2 + \sin \beta_3 + \sin \beta_4 + \frac{\sin \beta_5}{2} \right)$$

$$\text{oder} \quad V' = \frac{Q}{2} \cdot$$

$$\left( 5 + \frac{\sin \beta_1 + \sin \beta_2 + \sin \beta_3 + \sin \beta_4 + \frac{1}{2} \cdot \sin \beta_5}{\sin \alpha} \right)$$

$$\text{oder nach Substitution der Werthe für } \beta_1-\beta_5, \alpha, \text{ und } Q = \\ = 6.9 t: V' = \frac{1}{2} Q \cdot (7.4486) = (3.7243) \cdot Q = (3.7243) \cdot (6.9)^2 = \\ V' = 25.698 t.$$

$$\text{Linksseitiger Verticaldruck} = V = 5 Q - V'$$

$$V = 34.5 t - 25.698 t = 8.802 t.$$

#### Achsialkräfte für rechtsseitige Nutzlast.

Wir wollen für einen beliebigen Querschnittspunkt  $A$  mit dem Winkelabstande  $\varphi$  von der Verticalachse (Fig. 8) den Ausdruck für die Achsialkraft  $P$  aufstellen und nehmen diesmal für alle rechts von der Verticalachse gelegenen Querschnitte  $\varphi$  als positiv und für die links gelegenen Querschnitte  $\varphi$  als negativ an.

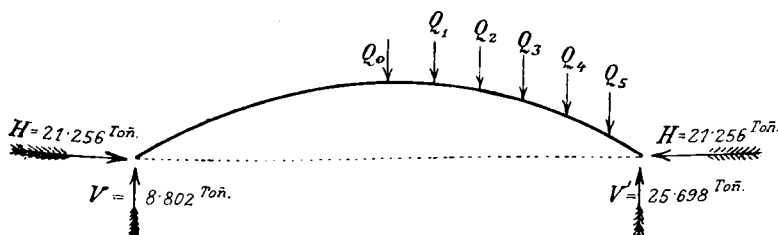


Fig. 7.

Es ist dann

$$N = -H \cdot \cos \varphi - V' \cdot \sin \varphi + \Sigma Q_n \cdot \sin \varphi$$

$$N = -H \cdot \cos \varphi - \sin \varphi (V' - \Sigma Q_n) \dots \dots \dots (b)$$

Unter  $\Sigma Q_n$  ist die Summe aller rechts vom Querschnitte angreifenden Verticallasten  $Q_n$  verstanden.

Für  $H$  und  $V'$  die Werthe aus Fig. 7 gesetzt, erhalten wir

$$N = -(21.26) \cdot \cos \varphi - \sin \varphi \cdot (25.7 - \Sigma Q_n) \dots \dots (c)$$

Bezeichnet  $N^l$  und  $N^r$  die Achsialkraft unendlich nahe links, resp. rechts vom Querschnitte, so erhalten wir durch numerische Rechnung in der belasteten Bogenhälfte:

$$\text{für } \varphi = \beta_0 = 0 \dots N_0^l = N_0^r = -21.26 t$$

$$\text{für } \varphi = \beta_1 \dots \left\{ \begin{aligned} N_1^l &= -20.3 t \\ N_1^r &= -21.2 t \end{aligned} \right.$$

$$\text{" } \varphi = \beta_2 \dots \left\{ \begin{aligned} N_2^l &= -20.9 t \\ N_2^r &= -22.8 t \end{aligned} \right.$$

$$\text{" } \varphi = \beta_3 \dots \left\{ \begin{aligned} N_3^l &= -22.8 t \\ N_3^r &= -25.6 t \end{aligned} \right.$$

$$\text{" } \varphi = \beta_4 \dots \left\{ \begin{aligned} N_4^l &= -26.2 t \\ N_4^r &= -29.9 t \end{aligned} \right.$$

$$\text{" } \varphi = \alpha \dots N_\Delta = -33.0 t$$

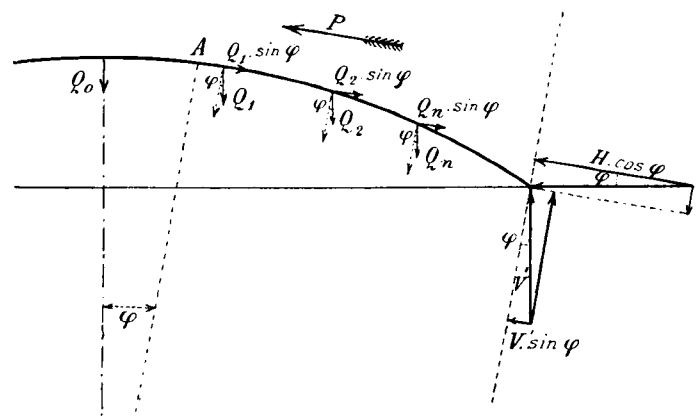


Fig. 8.

Für die Querschnitte in der unbelasteten Hälfte gestaltet sich die Gleichung (c) einfacher, indem  $\Sigma Q_n = 5 Q = 34.5 t$  constant ist, doch ist der Winkel  $\varphi$  negativ einzuführen, so daß man aus (c) unter Voraussetzung eines absoluten Werthes von  $\varphi$  folgende Gleichung erhält:

$$N = -(21.26) \cdot \cos(-\varphi) - \sin(-\varphi) (25.7 - 34.5)$$

$$\text{oder} \quad N = -(21.26) \cdot \cos \varphi - (8.8) \cdot \sin \varphi.$$

Aus dieser Gleichung, welche sich auch durch directe Projection des Horizontalschubes  $H$  und des Verticaldruckes  $V$  am linken Kämpfer auf die Tangente im Querschnittspunkte  $A$  ergibt, berechnet sich nun

$$\text{für } \varphi = \beta_1 \dots N_{-1} = -22.2 t$$

$$\text{" } \varphi = \beta_2 \dots N_{-2} = -22.9 t$$

$$\text{" } \varphi = \beta_3 \dots N_{-3} = -23.0 t$$

$$\text{" } \varphi = \beta_4 \dots N_{-4} = -22.7 t$$

$$\text{" } \varphi = \alpha \dots N_{-\Delta} = -21.4 t$$

#### Momente für rechtsseitige Nutzlast.

##### a) Belastete Hälfte.

Für einen Querschnittspunkt  $x$  erhält man im Hinblick auf Fig. 9 als Ausdruck für das äußere Moment

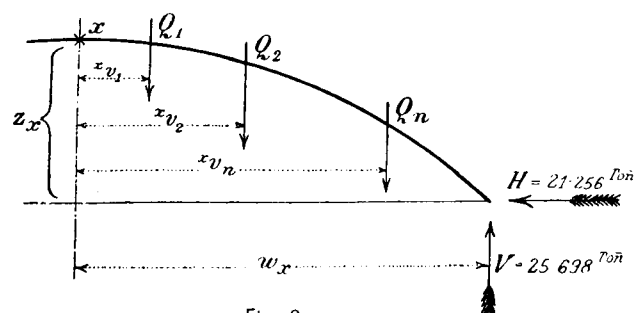


Fig. 9.

$$M_x = -V \cdot w_x + H \cdot z_x + \sum Q_n \cdot x_{v_n}, \text{ oder}$$

$$M_x = -(25.698) \cdot w_x + (21.256) \cdot z_x + \sum Q_n \cdot x_{v_n}.$$

Die Größen  $w_x$ ,  $z_x$ ,  $x_{v_n}$  und  $Q_n$ , aus den Figuren 2 und 1, Tafel XXVII für die verschiedenen Querschnitte entnommen und in diese Gleichung substituirt, geben folgende numerische Werthe der Momente:

Querschn. 0 (Scheitel) . . .	$M_0 = -3.52 \text{ t/m}$
" 1 . . . . .	$M_1 = -19.15 \text{ t/m}$
" 2 . . . . .	$M_2 = -25.73 \text{ t/m}$
" 3 . . . . .	$M_3 = -23.90 \text{ t/m}$
" 4 . . . . .	$M_4 = -14.92 \text{ t/m}$
" $\Delta$ . . . . .	$M_\Delta = 0$

b) Unbelastete Hälfte (S. Fig. 10).

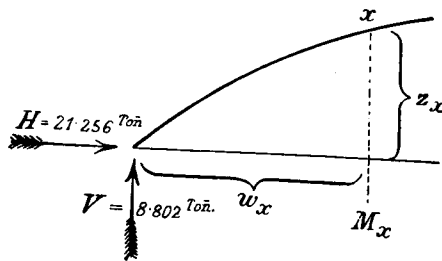


Fig. 10.

$$-M_x = +V \cdot w_x - H \cdot z_x$$

$$M_x = -V \cdot w_x + H \cdot z_x$$

oder

$$M_x = -(8.802) \cdot w_x + (21.256) \cdot z_x.$$

Substituirt man in diese Gleichung die aus Fig. 2 der Tafel entnommenen Werthe von  $w_x$  und  $z_x$ , so erhält man für die einzelnen Querschnitte folgende Momente:

$M_{-1} = +13.41 \text{ t/m}$	$M_{-4} = +20.07 \text{ t/m}$
$M_{-2} = +23.51 \text{ t/m}$	$M_{-\Delta} = 0$
$M_{-3} = +26.16 \text{ t/m}$	

Spezifische Spannungen in den äußersten Faserschichten, hervorgerufen durch die Zusammenwirkung von Eigengewicht und rechtsseitiger Nutzlast.

Ist  $\sigma$  die Spannung in der obersten und  $\sigma''$  die Spannung in der untersten Faserschichte, so bestehen hierfür bei einem beliebig geformten Bogenträger, dessen Krümmungsradien im Verhältnis zu der Bogenstärke sehr groß sind, die Ausdrücke:

$$\left. \begin{aligned} \sigma &= \frac{N}{F} + \frac{M}{F r} + \frac{M r e_1}{J \cdot (r + e_1)} \\ \sigma'' &= \frac{N}{F} + \frac{M}{F r} - \frac{M r e_2}{J \cdot (r + e_2)} \end{aligned} \right\} \dots (d)$$

Wir wollen zunächst in diese Gleichungen für sämtliche Größen,  $N$  und  $M$  ausgenommen, ihre in unserem speziellen Falle zukommenden Werthe einsetzen (Fig. 11):

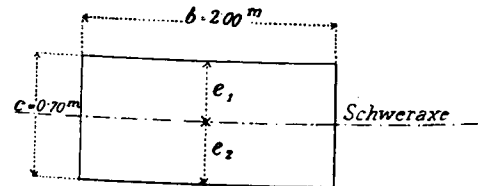


Fig. 11.

$$e_1 = e_2 = \frac{c}{2} = 0.35 \text{ m}$$

$$\text{Querschnittsfläche} = F = b c = 1.4 \text{ m}^2$$

$$\text{Radius der Bogenachse} = r = 17.025 \text{ m}^2$$

$$J = \text{Trägheitsmoment des Querschnittes} = \frac{1}{12} \cdot b c^3 = 0.0572.$$

Durch Substitution dieser Werthe in die Gleichungen (d) erhalten wir folgende Gleichungen:

$$\left. \begin{aligned} \text{Oberste Faserspannung} \dots \sigma &= \frac{N}{1.4} + (6.06) \cdot M \\ \text{Unterste} \dots \sigma'' &= \frac{N}{1.4} - (6.23) \cdot M \end{aligned} \right\} \dots (e)$$

Aus diesen Gleichungen (e) ergeben sich die bei gleichzeitiger Wirkung von Eigengewicht und einseitiger Nutzlast auftretenden spezifischen Spannungen  $\sigma$  und  $\sigma''$ , wenn man in dieselben für  $N$  und  $M$  ebenfalls jene Achsialkräfte, resp. Momente substituirt, welche bei gleichzeitiger Wirkung von Eigengewicht und Nutzlast auftreten. Letztere erhält man aber durch einfache algebraische Addition der für getrennte Wirkung dieser beiden Belastungen bereits berechneten Werthe und ist diese Combinirung der Achsialkräfte und Momente in der folgender Tabelle durchgeführt, welche auch die auf obige Weise berechneten Werthe von  $\sigma$  und  $\sigma''$  enthält. Letztere sind auch in Fig. 3, Tafel XXVII graphisch aufgetragen, u. zw. die Zugspannungen als positive Ordinaten oberhalb und die Druckspannung als negative Ordinaten unterhalb der Abscissenachse.

Querschnitte		— Δ	— 4	— 3	— 2	— 1	0	1	2	3	4	Δ				
Momente in t/m	Eigengewicht ...	0	+ 4.77	+ 2.72	— 0.85	— 3.75	— 4.77	— 3.75	— 0.85	+ 2.72	+ 4.77	0				
	Rechtsseit. Last.	0	+ 20.07	+ 26.16	+ 23.51	+ 13.41	— 3.52	— 19.15	— 25.73	— 23.90	— 14.92	0				
	Eigengewicht + rechtsseit. Last	0	+ 24.84	+ 28.88	+ 22.66	+ 9.66	— 8.29	— 22.90	— 26.58	— 21.18	— 10.15	0				
Achsial- kräfte in Tonn.	Rechtsseit. Last.	— 21.4	— 22.7	— 23.0	— 22.9	— 22.2	— 21.26	links — 20.3	rechts — 21.2	links — 20.9	rechts — 22.8	links — 22.8	rechts — 25.6	links — 26.2	rechts — 29.9	— 33.0
	Eigengewicht ...	— 69.5	— 62.8	— 58.3	— 55.2	— 53.4	— 52.80	— 53.4	— 53.4	— 55.2	— 55.2	— 58.3	— 58.3	— 62.8	— 62.8	— 69.5
	Eigengewicht + rechtsseit. Last	— 90.9	— 85.5	— 81.3	— 78.1	— 75.6	— 74.0	— 73.7	— 74.7	— 76.1	— 78.0	— 81.1	— 83.9	— 89.0	— 92.7	— 102.5
Spezifische Spannungen Tonn. p. m <sup>2</sup>	Obere Faser σ' =	— 65	+ 89	+ 117	+ 81	+ 4	— 103	— 192	— 217	— 188	— 128	— 73	— 73	— 73	— 73	— 73
	Untere " σ'' =	— 65	— 216	— 238	— 197	— 114	— 1	+ 90	+ 112	+ 74	— 3	— 73	— 73	— 73	— 73	— 73

$$\sigma = \frac{N}{1.4} + (6.06) M$$

$$\sigma'' = \frac{N}{1.4} - (6.23) M$$

Die Wirkung der vollen, über die ganze Spannweite reichenden Nutzlast kommt nicht in Betracht, indem dieselbe im Verein mit dem Eigengewicht in allen Querschnitten nur Druckspannungen hervorbringt, welche bedeutend kleiner sind als die Maximal-Druckspannungen bei einseitiger Belastung und selbst für letztere das als mindestens angenommene Mischungsverhältnis 1 : 8 schon genügt.

#### Mischungsverhältnisse des Betons.

Aus Fig. 4 der Tafel XXVII ist die Vertheilung der Mischungsverhältnisse ersichtlich, wie sie dem in Fig. 3 derselben Tafel dargestellten Bilde der Maximalspannungen entspricht. Es wurden dreierlei Mischungsverhältnisse angeordnet, nämlich 1 : 2 und 1 : 5 in den äußersten Schichten von 14 cm Stärke und 1 : 8 in den mittleren und stellenweise selbst in den äußersten Schichten. Es entsprechen diese Mischungsverhältnisse bei Anwendung eines vorzüglichen Portlandcements und solide Ausführung der Betonirung einer dreifachen Sicherheit nach 85 Tagen.

Es beträgt nämlich die Zugfestigkeit (Zerreißungsfestigkeit) des Portlandcement-Betons an der Bruchgrenze nach 85 Tagen

bei einem Mischungsverhältnis	1 : 2 . . .	35·0	} kg pro 1 cm <sup>2</sup> ,
" "	"	1 : 5 . . .	
" "	"	1 : 8 . . .	

folglich sind für dreifache Sicherheit nach 85 Tagen folgende Maximal-Zugspannungen zulässig

beim Mischungsverhältnisse	1 : 2 . . .	11·7	} kg pro 1 cm <sup>2</sup> .
" "	"	1 : 5 . . .	
" "	"	1 : 8 . . .	

#### Abnahme der Zugspannungen gegen die neutrale Achse.

Trägt man in Fig. 5 der Tafel XXVII für die beiden gefährlichen Querschnitte 2 und — 3 die Spannungen  $\sigma'$  und —  $\sigma''$  algebraisch auf, so erhält man unter der Annahme eines gleichen Elasticitäts-Coëfficienten für Zug und Druck in der Verbindungslinie der Endpunkte der Ordinaten eine gerade Linie, welche die Abnahme der Spannungen von den äußersten Faserschichten gegen die neutrale Achse hin versinnlicht. Ermittelt man nun auf der Zugseite jene Lage der Faserschichte, in welcher die Zugspannung bis auf 6·8 kg pro 1 cm<sup>2</sup> — zulässige Maximalbeanspruchung beim Mischungsverhältnisse 1 : 8 auf Zug — sich herabgemindert hat, so finden wir, daß man mit dem Mischungsverhältnis 1 : 8 der mittleren Schichten bis auf eine Entfernung von 10 cm, resp. 9·3 cm von den Bogenleibungen gehen könnte und ist es nur in der Bequemlichkeit der Ausführung begründet, daß wir die besser gemischten äußeren Schichten (1 : 2 und 1 : 5) nicht schwächer als 14 cm anordnen.



# VERSUCHE MIT HOCHBAU-GEWÖLBEN.

Fig. 1. Übersicht der Versuchsobjecte

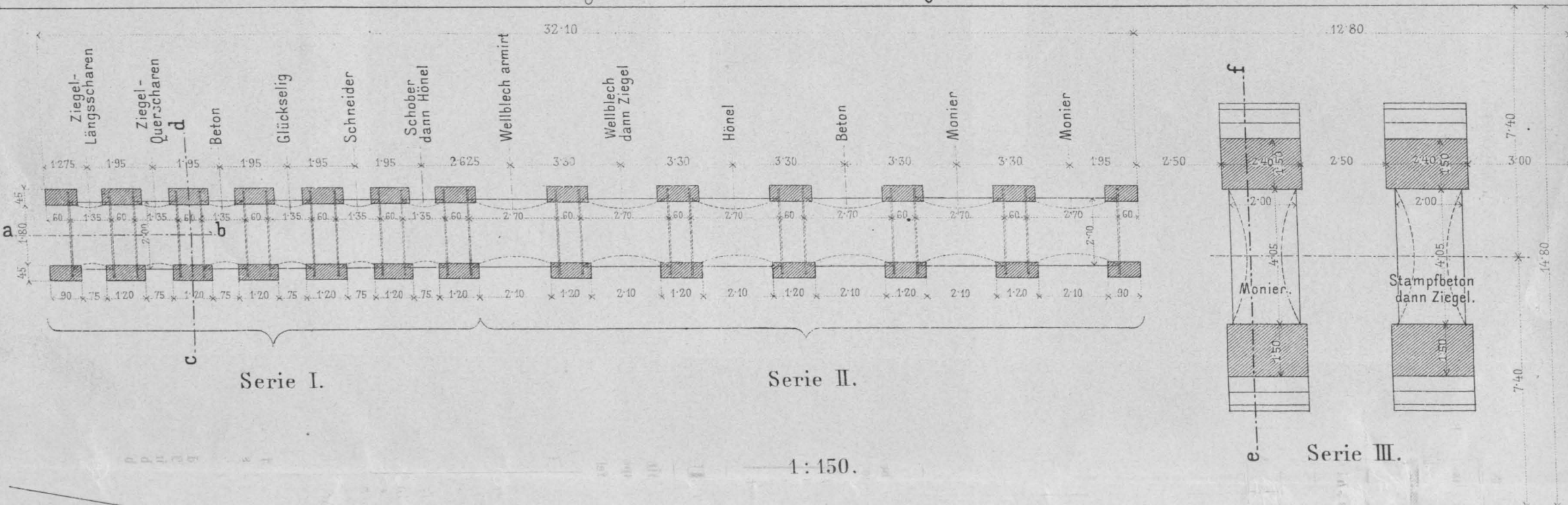
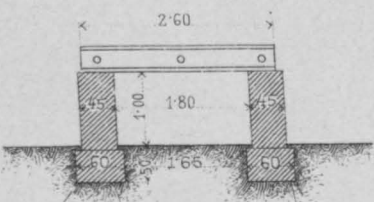


Fig. 2.  
Profil c d.



1 : 100.

Fig. 3.  
Profil a b.

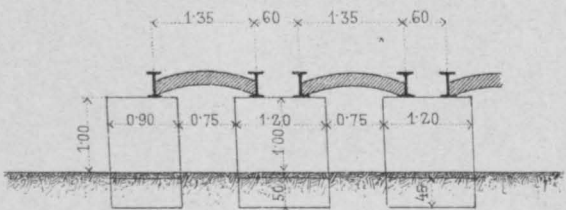


Fig. 4.  
Profil e f.

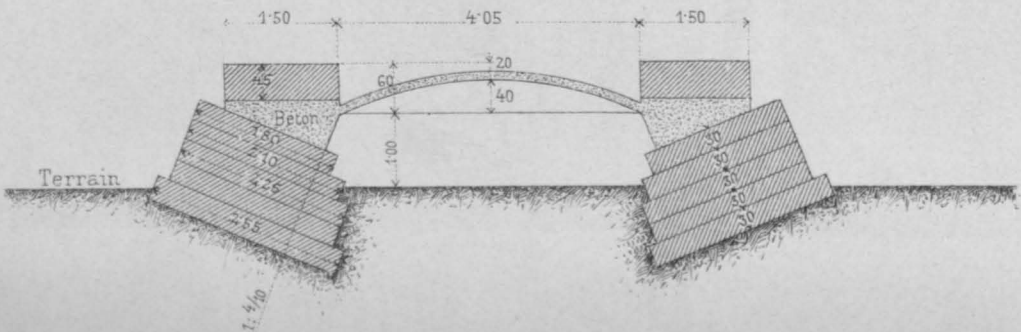


Fig. 5.  
Verankerung der Traversen-Enden.  
Für Gewölbe mit 1.35m Stützweite.

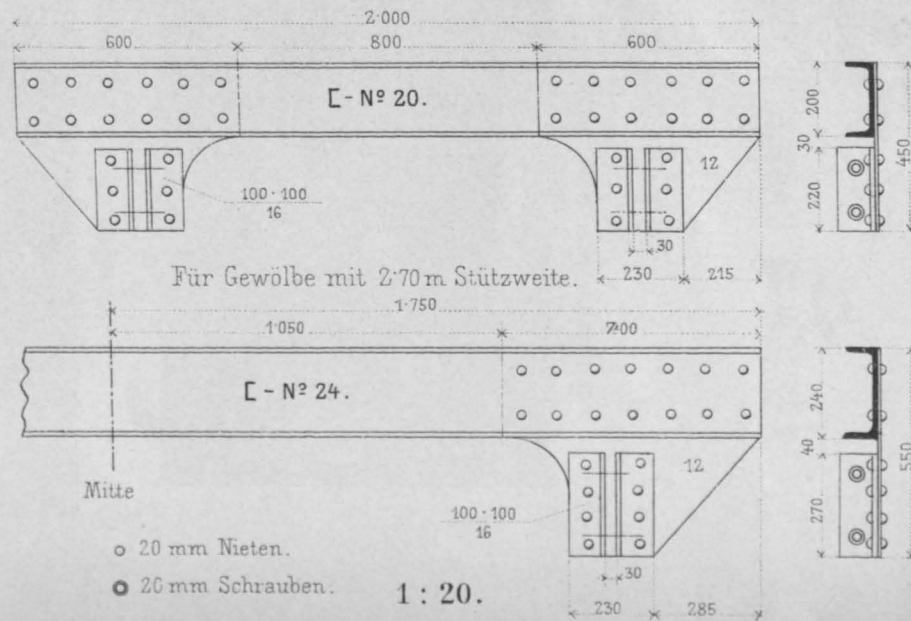




Fig. 1. Ziegelgewölbe mit 1'35 m. Spannweite.

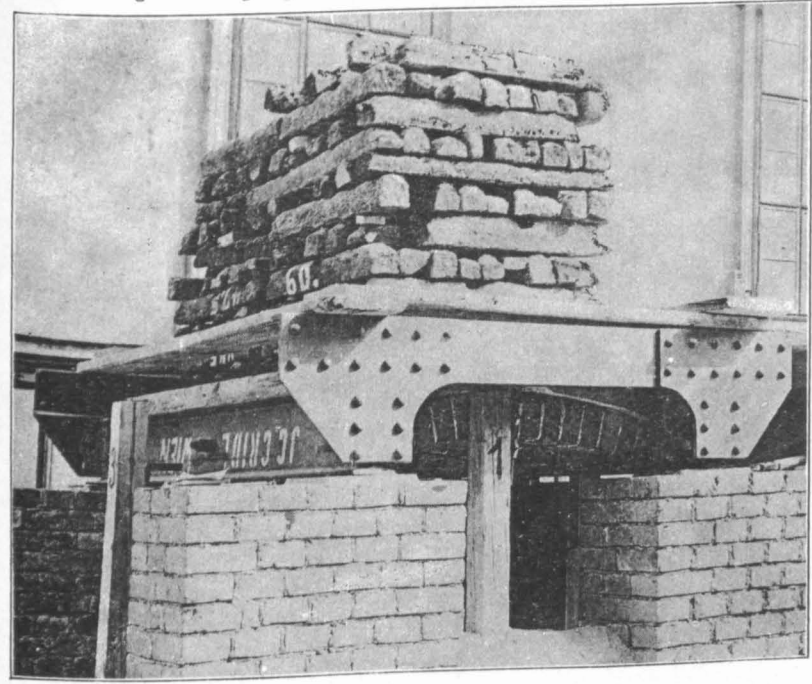


Fig. 2. Ansicht des Sicherungsgerüsts.

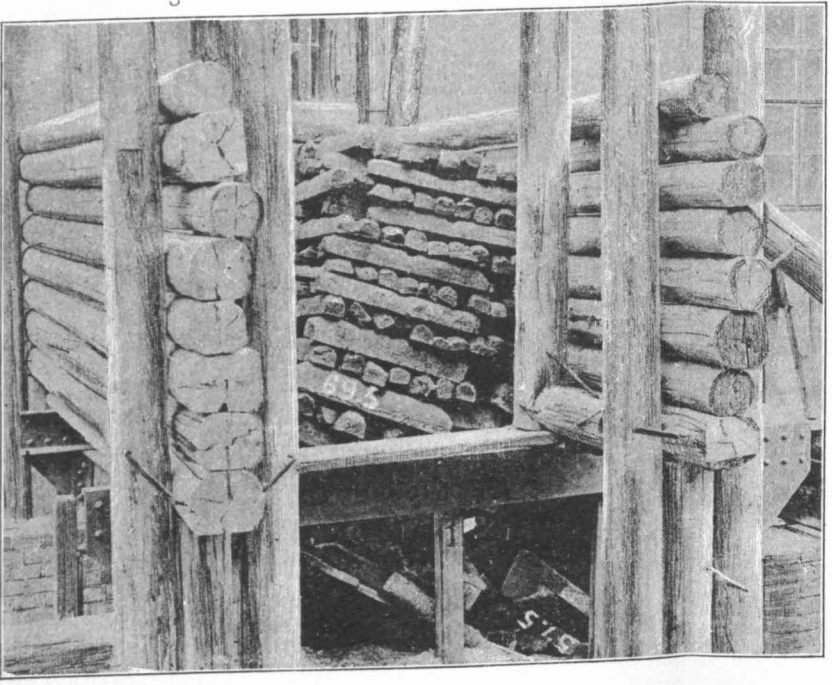


Fig. 4. Moniergewölbe mit 2'70 m. Spannweite.

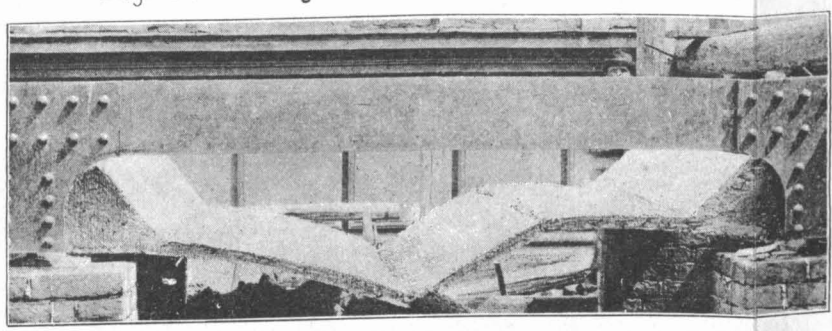
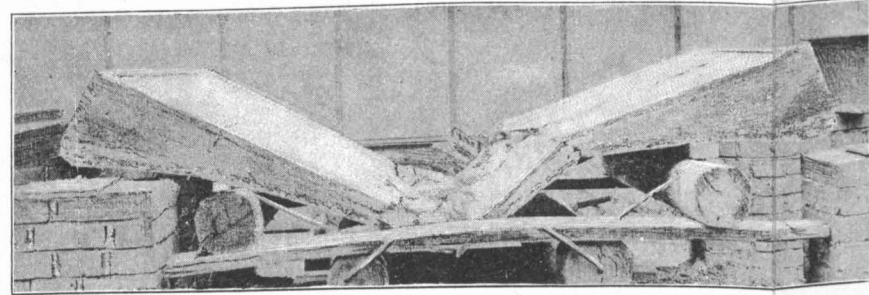


Fig. 5. Moniergewölbe mit Betonfussboden.



VERSUCHE MIT HOCHBAU GEWÖLBEN.

Fig. 6. Wellblech ohne Endarmierung.

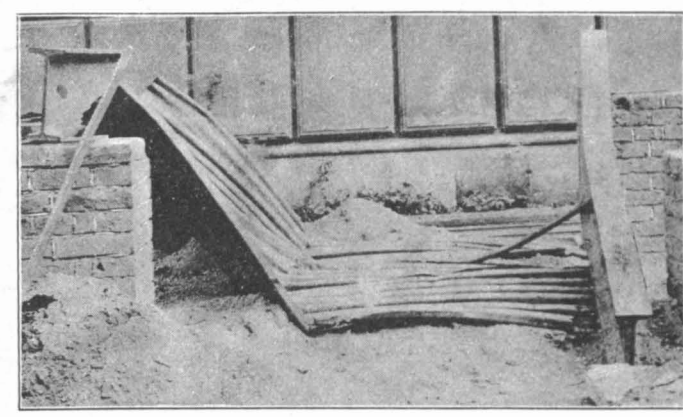


Fig. 8. Ziegelgewölbe mit 4'05 m. Spannweite.

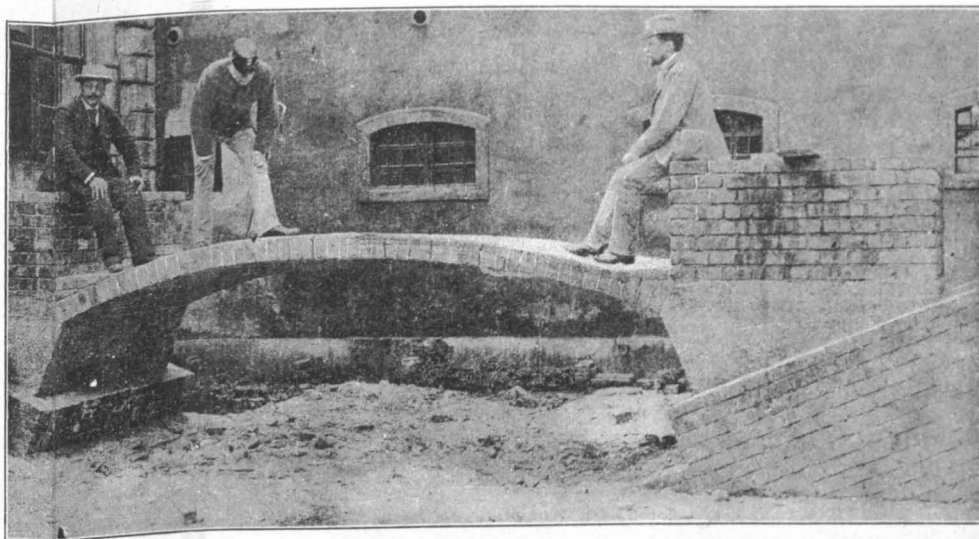


Fig. 12. Beton Gewölbe nach dem System Melan.



Fig. 3. Stampfbetongewölbe mit 2'70 m. Spannweite.

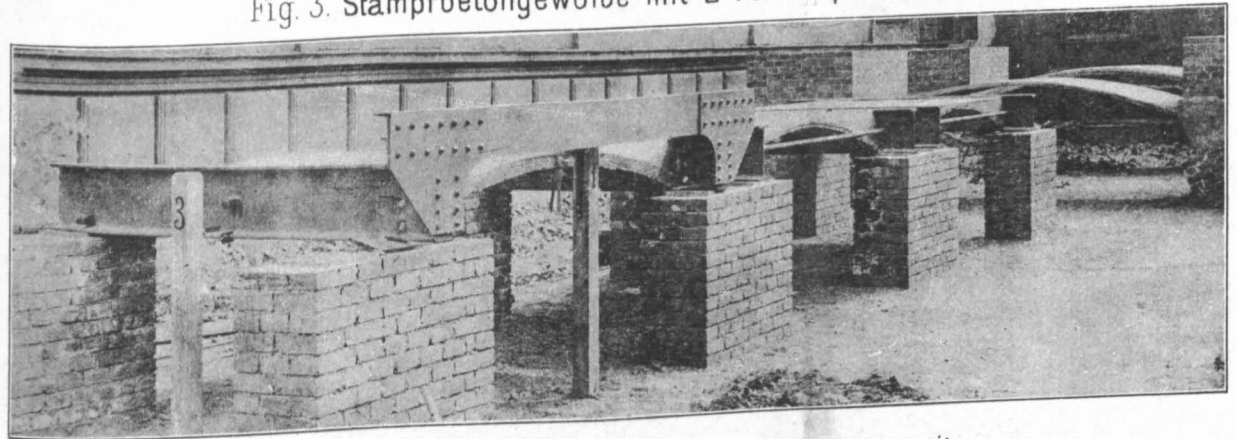


Fig. 7. Wellblech mit Endarmierung.

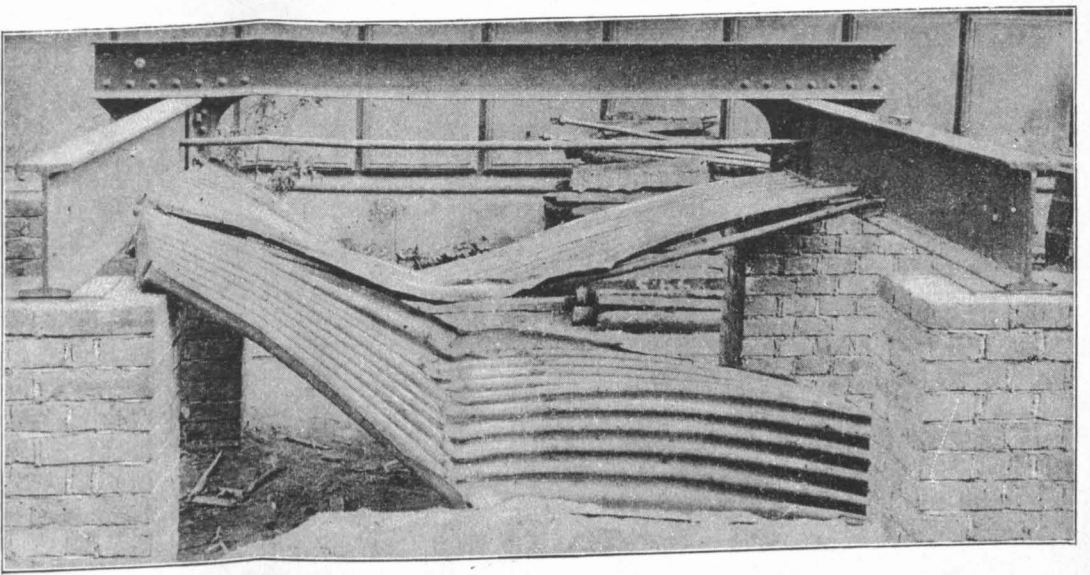


Fig. 9. Monier- und Beton-Gewölbe mit 4'05 m. Spannweite.

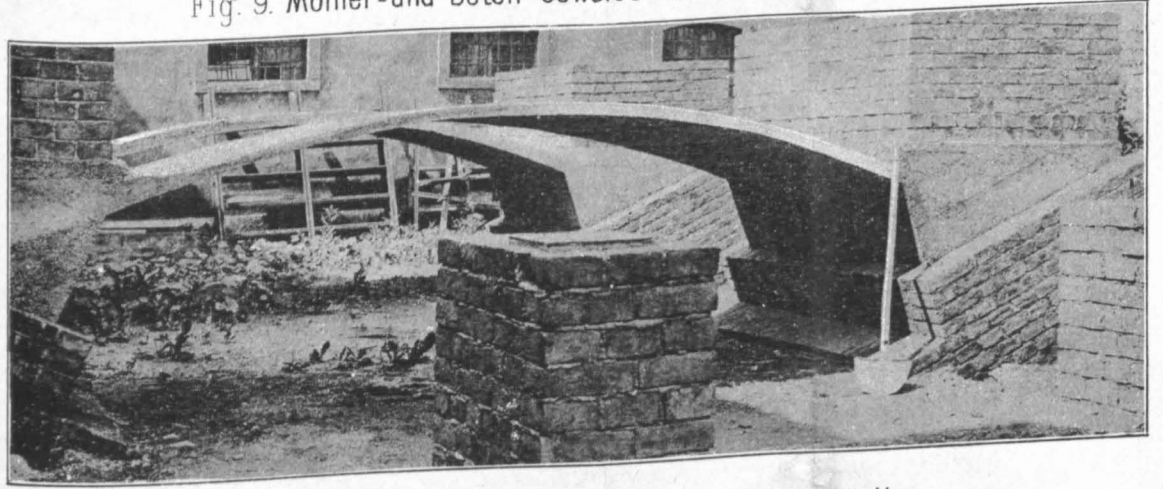


Fig. 11. Moniergewölbe mit 4'05 m. Spannweite.

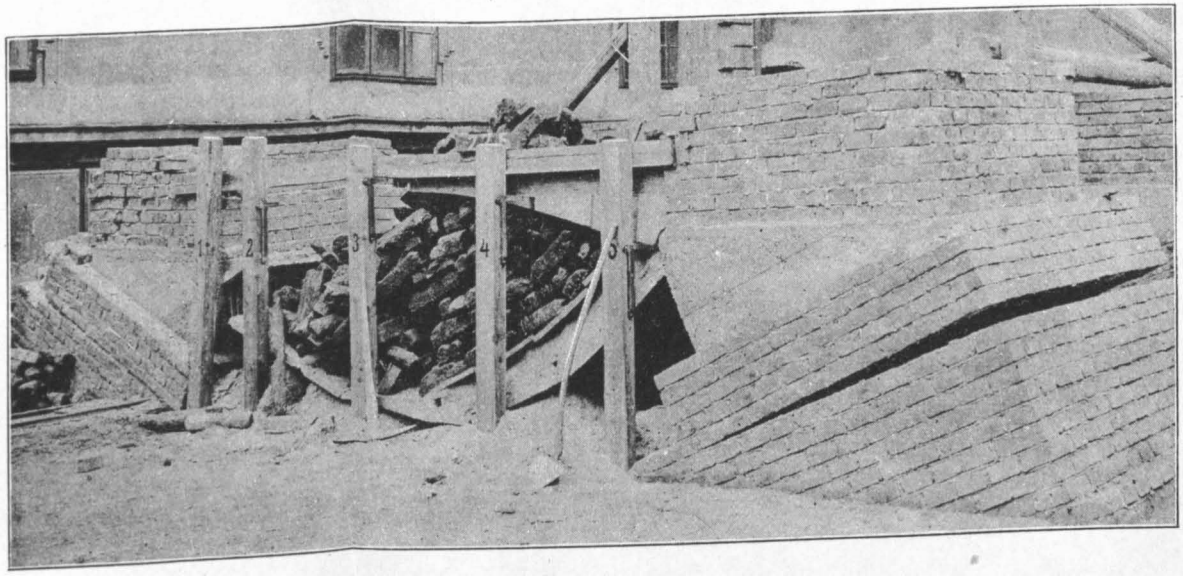


Fig. 10. Stampfbetongewölbe mit 4'05 m. Spannweite.

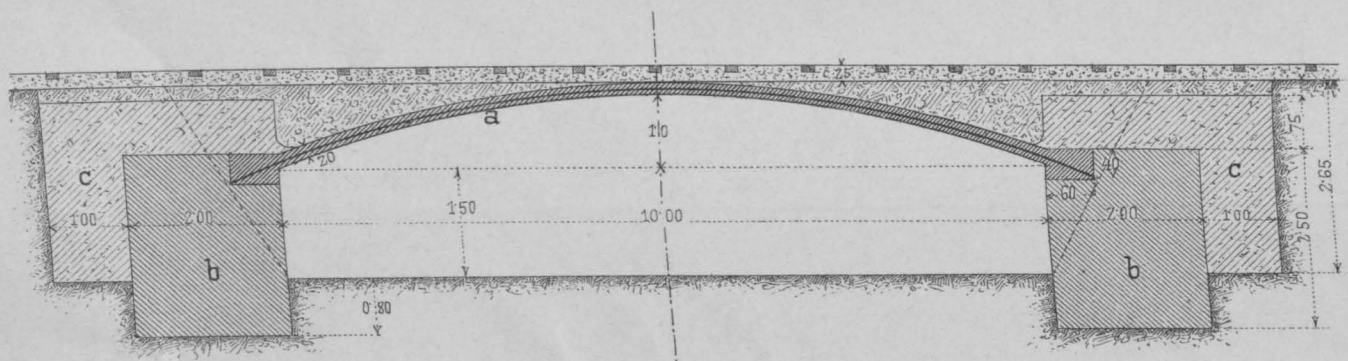




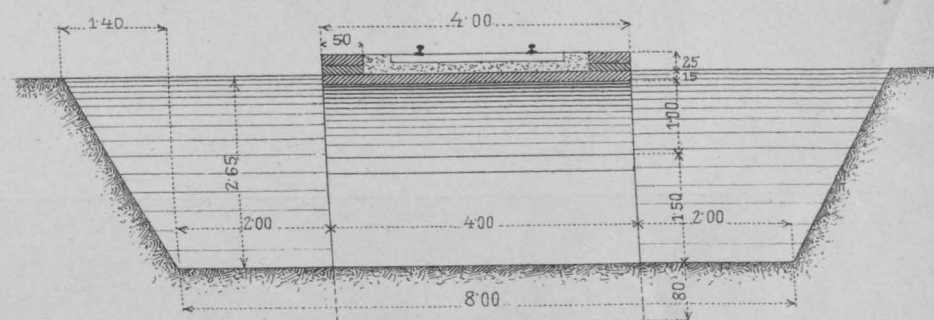
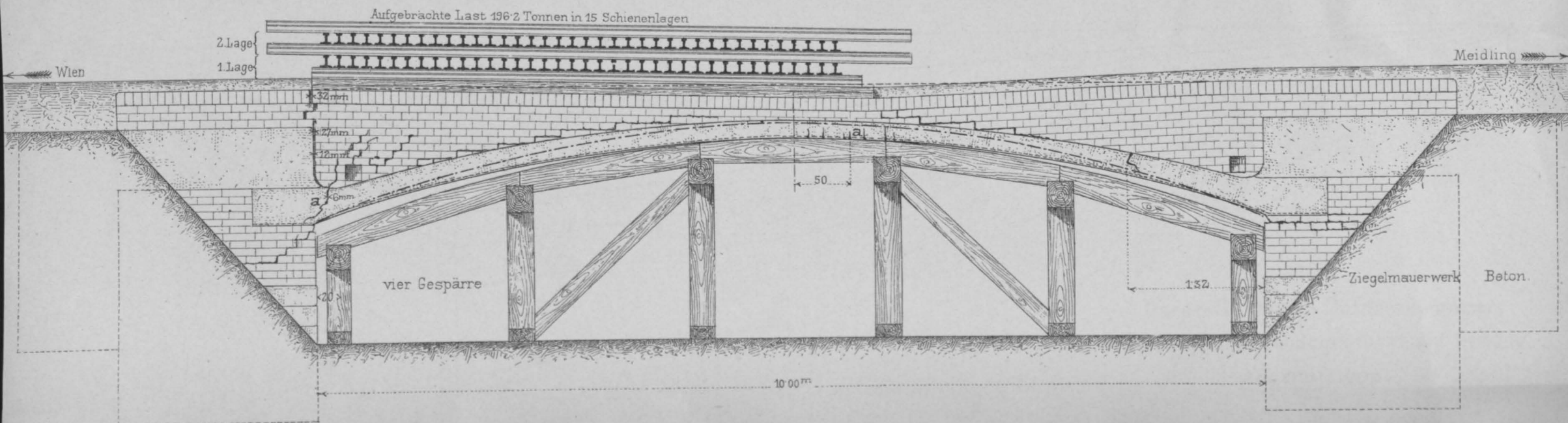
## VERSUCHE MIT UNTERBAU-GEWÖLBEN

## A) Gewölbe auf dem Matzleinsdorfer Frachtenbahnhofe.

## Monier-Gewölbe.

Fig. 2.  
Längenschnitt. 1:100.

a Moniergewölbe, b Ziegelmauerwerk, c Beton.

Fig. 1.  
Querschnitt. 1:100.Fig. 3.  
Vordere Ansicht. 1:50.

# VERSUCHE MIT UNTERBAU-GEWÖLBEN

## A) Gewölbe auf dem Matzleinsdorfer Frachtenbahnhofe

### Stampfbeton-Gewölbe

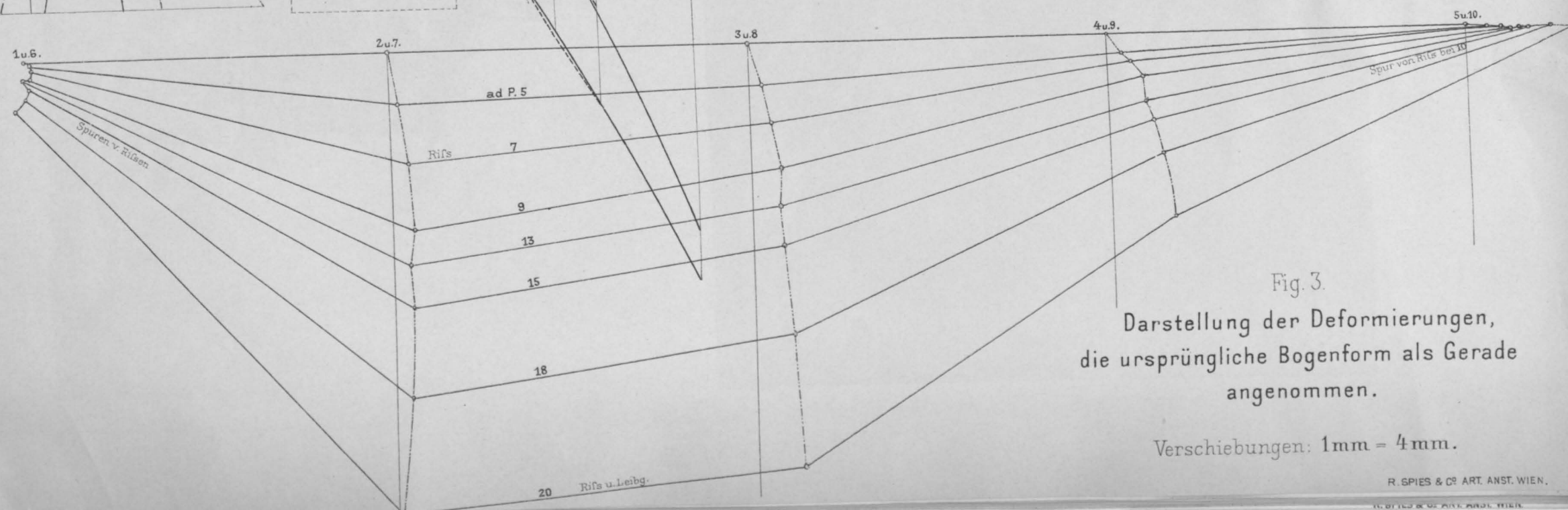
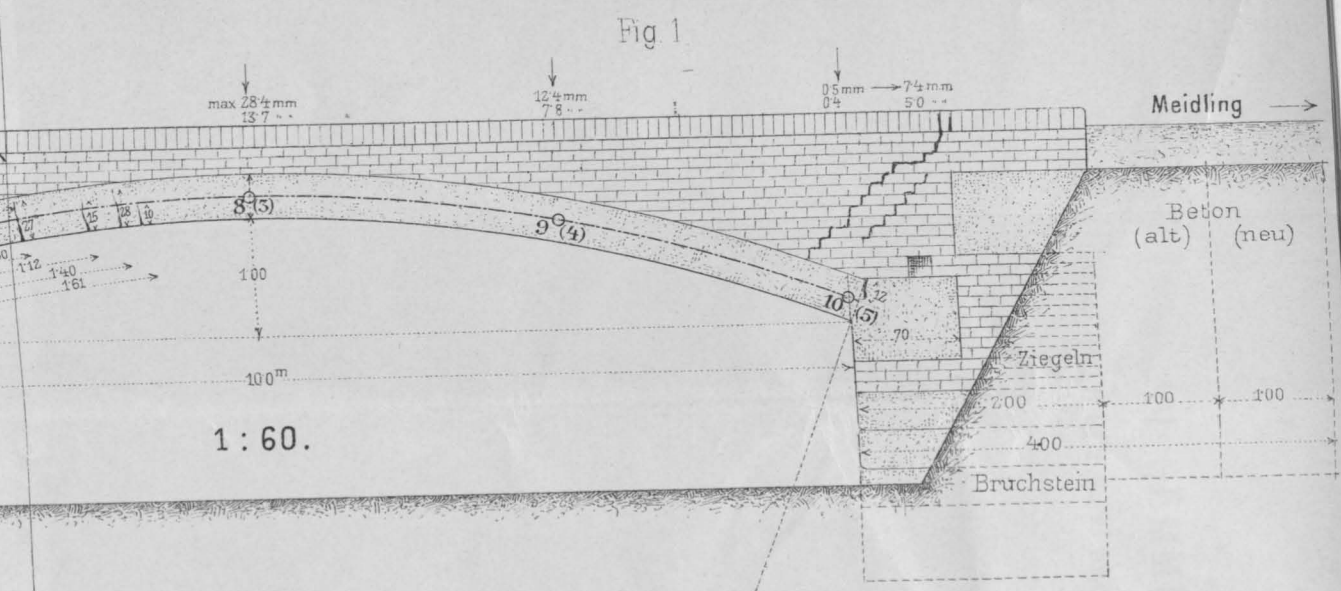
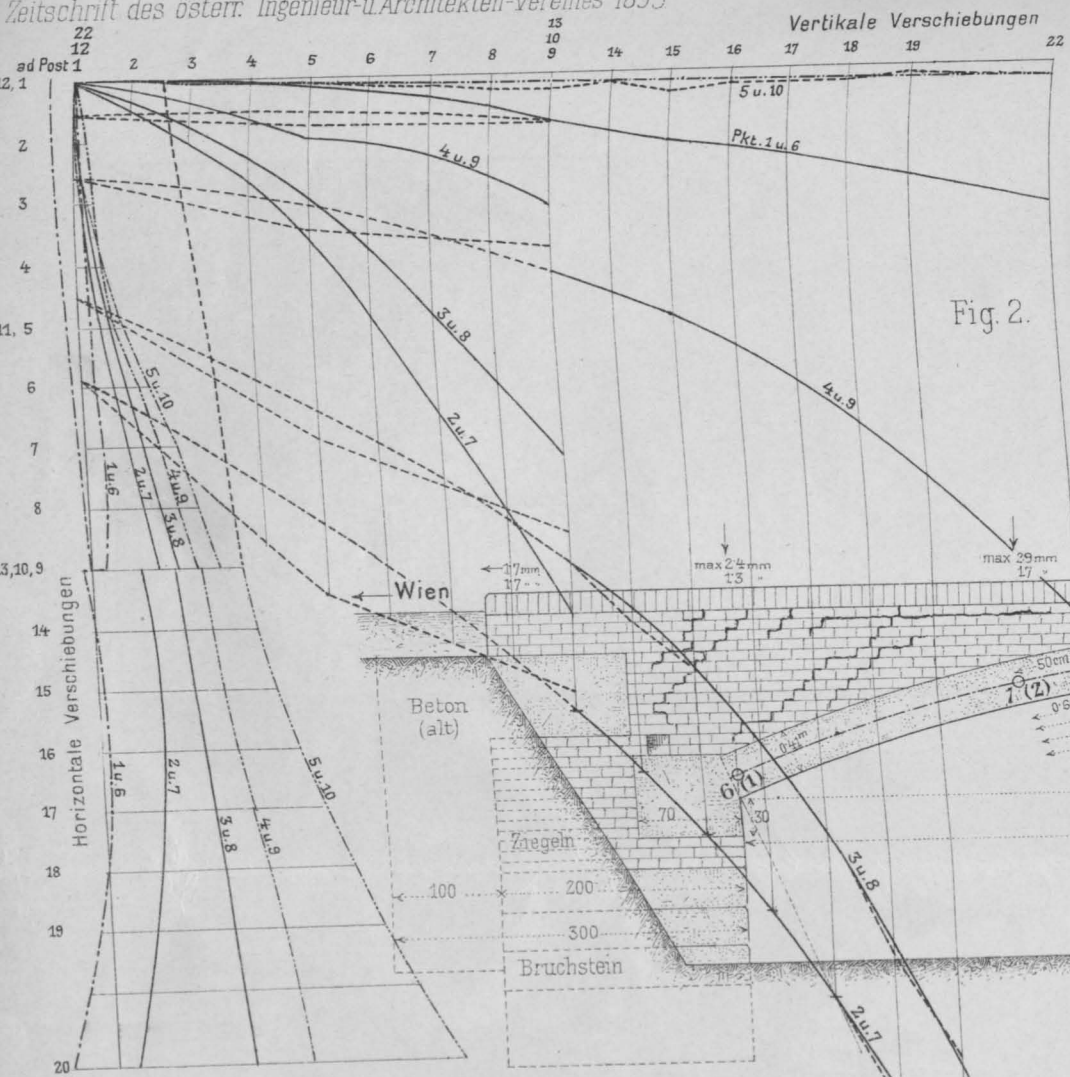


Fig. 3.  
Darstellung der Deformierungen,  
die ursprüngliche Bogenform als Gerade  
angenommen.

Verschiebungen: 1mm = 4mm.



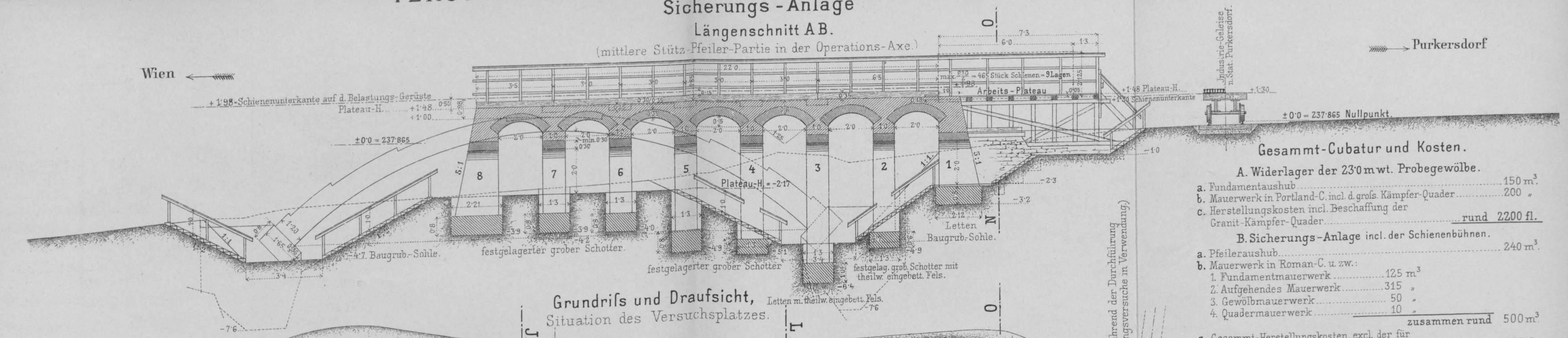
# VERSUCHE MIT UNTERBAU-GEWÖLBEN IN PURKERSDORF. Sicherungs-Anlage

## Längenschnitt AB.

(mittlere Stütz-Pfeiler-Partie in der Operations-Axe)

Wien ←

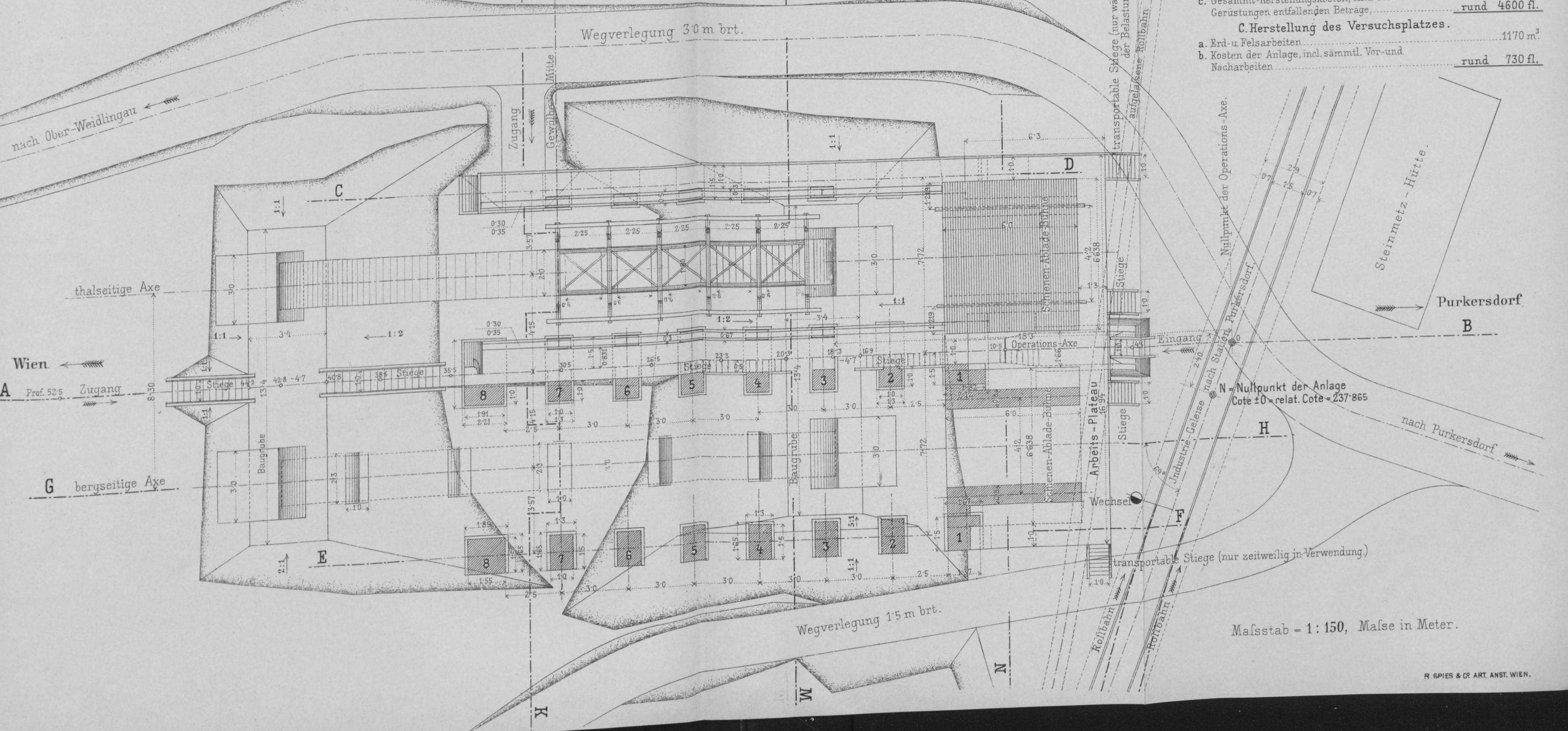
→ Purkersdorf



## Grundriß und Draufsicht, Situation des Versuchsplatzes.

### Gesamt-Cubatur und Kosten.

A. Widerlager der 230 m wt. Probegewölbe.	
a. Fundamentaushub	150 m <sup>3</sup>
b. Mauerwerk in Portland-C. incl. d. grofs. Kämpfer-Quader	200 "
c. Herstellungskosten incl. Beschaffung der Granit-Kämpfer-Quader	rund 2200 fl.
B. Sicherungs-Anlage incl. der Schienenbühnen.	
a. Pfeilerausub	240 m <sup>3</sup>
b. Mauerwerk in Roman-C. u. zw.:	
1. Fundamentmauerwerk	125 m <sup>3</sup>
2. Aufgehendes Mauerwerk	315 "
3. Gewölbmauerwerk	50 "
4. Quadermauerwerk	10 "
	zusammen rund 500 m <sup>3</sup>
c. Gesamt-Herstellungskosten, excl. der für Gerüstungen entfallenden Beträge	rund 4600 fl.
C. Herstellung des Versuchsplatzes.	
a. Erd- u. Felsarbeiten	1170 m <sup>3</sup>
b. Kosten der Anlage, incl. sämtl. Vor- und Nacharbeiten	rund 730 fl.

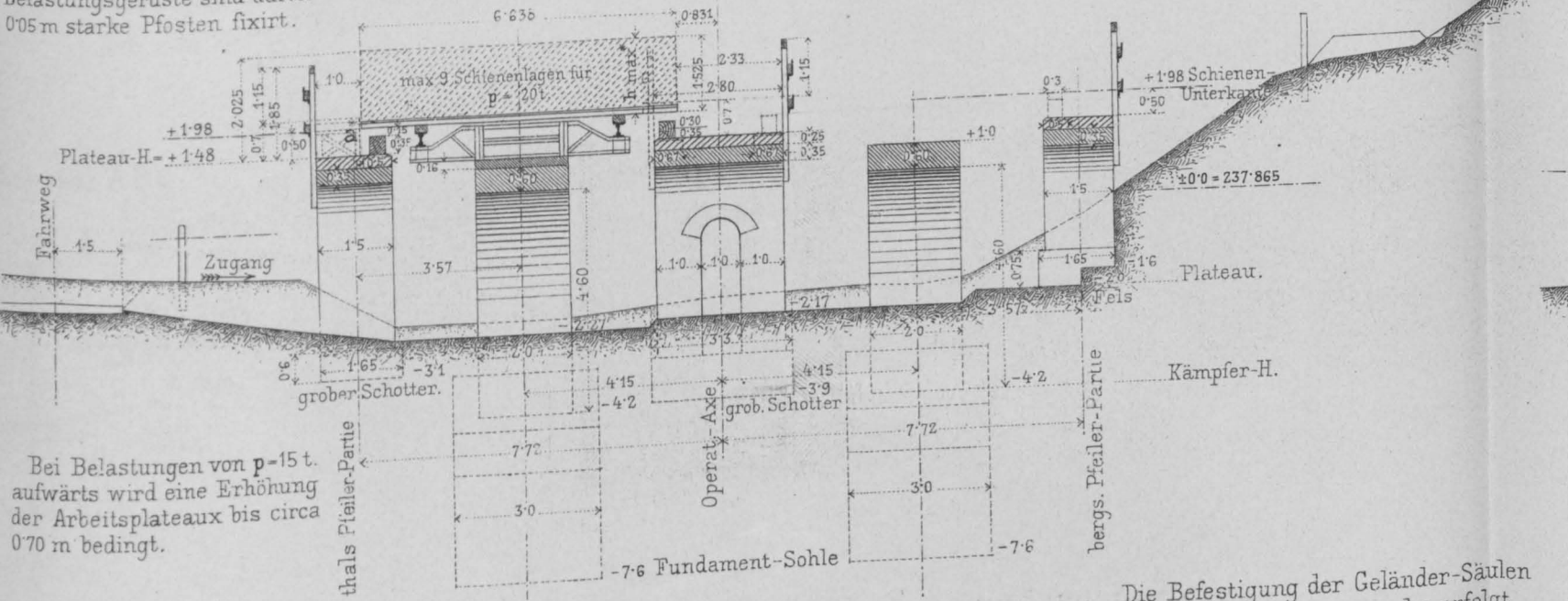




# VERSUCHE MIT UNTERBAU-GEWÖLBEN IN PURKERSDORF. Sicherungs-Anlage.

Querschnitt J K.

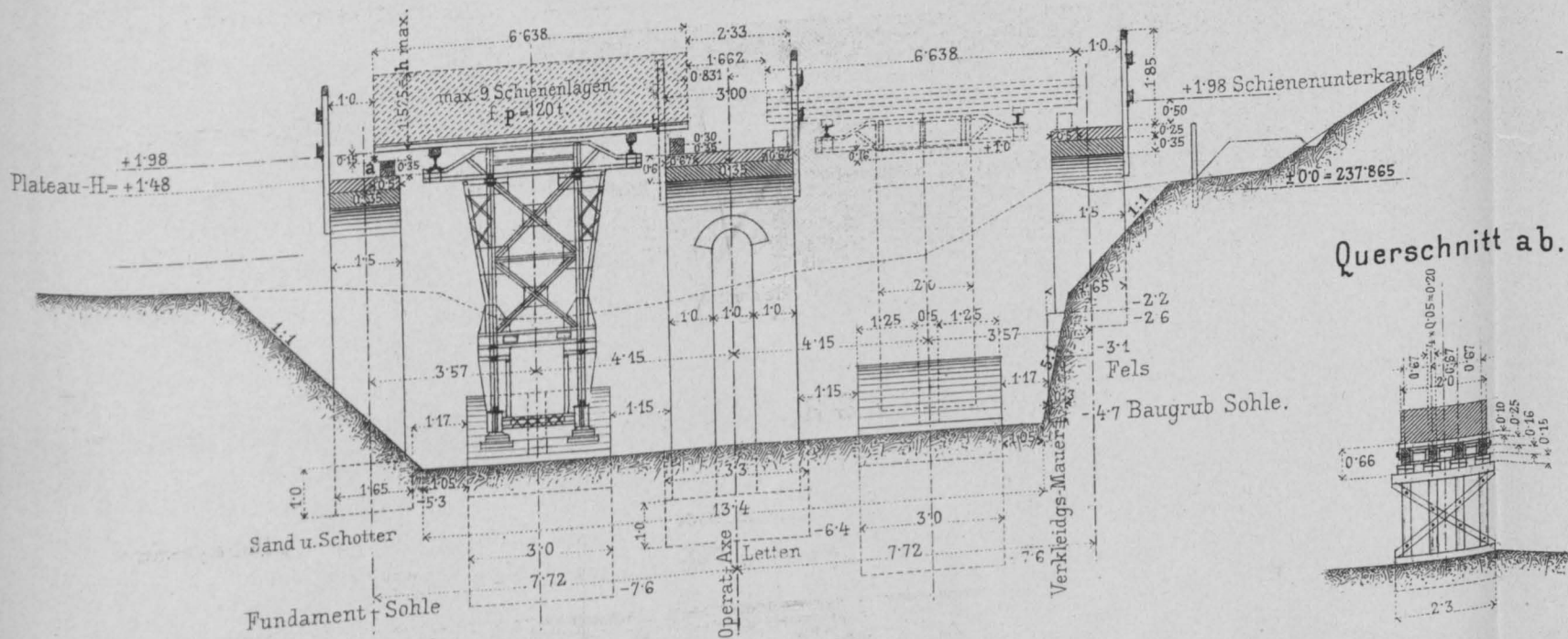
Die Schienenlagen auf dem Belastungsgerüste sind durch 0,05 m starke Pfosten fixirt.



Bei Belastungen von p=15 t. aufwärts wird eine Erhöhung der Arbeitsplateaux bis circa 0.70 m bedingt.

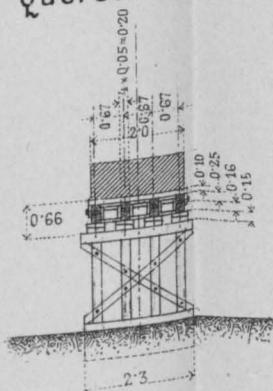
\* Die vorgesehene Fallhöhe bei a von 0.15 m ist durch Pfosten-Einlagen nach Bedarf entsprechend zu vermindern.

Querschnitt L M.

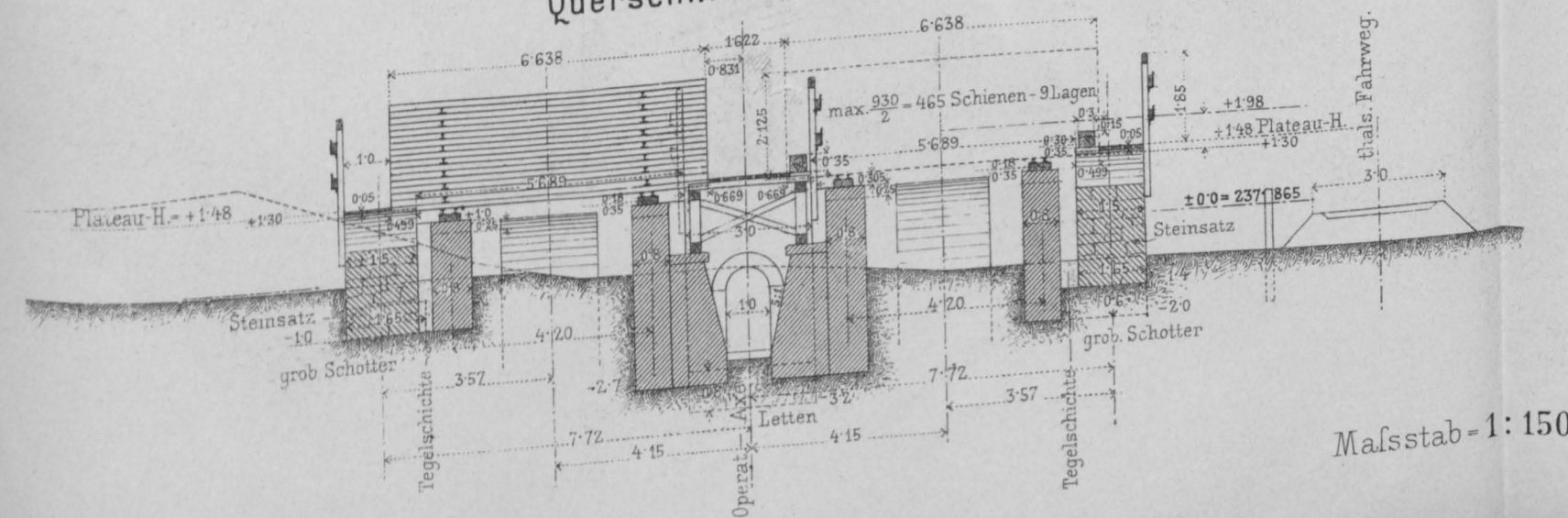


Die Befestigung der Geländer-Säulen an dem Pfeilermauerwerke erfolgt durch Eisenklemmen. Geländer nach Bedarf überstellbar.

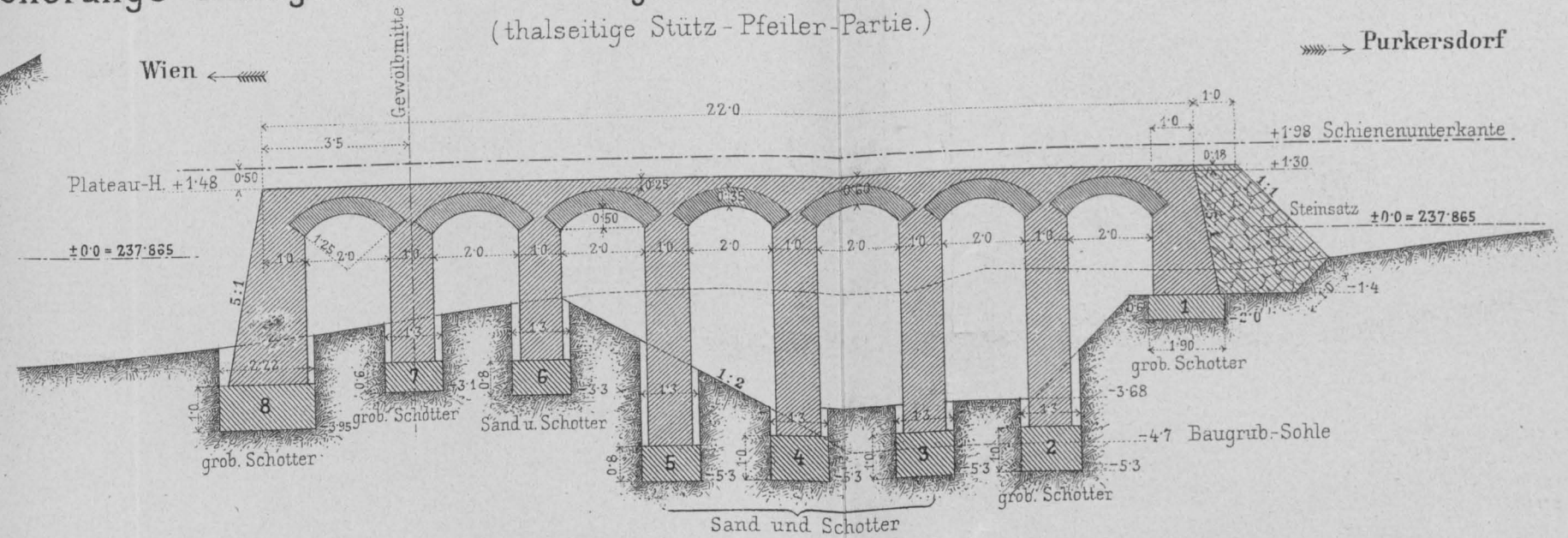
Querschnitt a b.



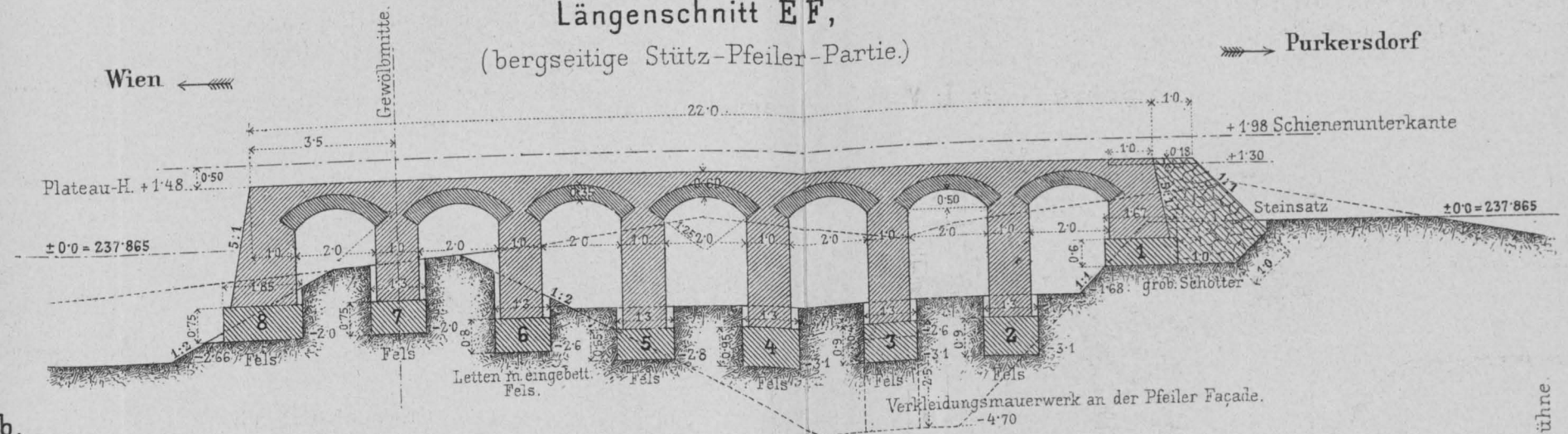
Querschnitt N O.



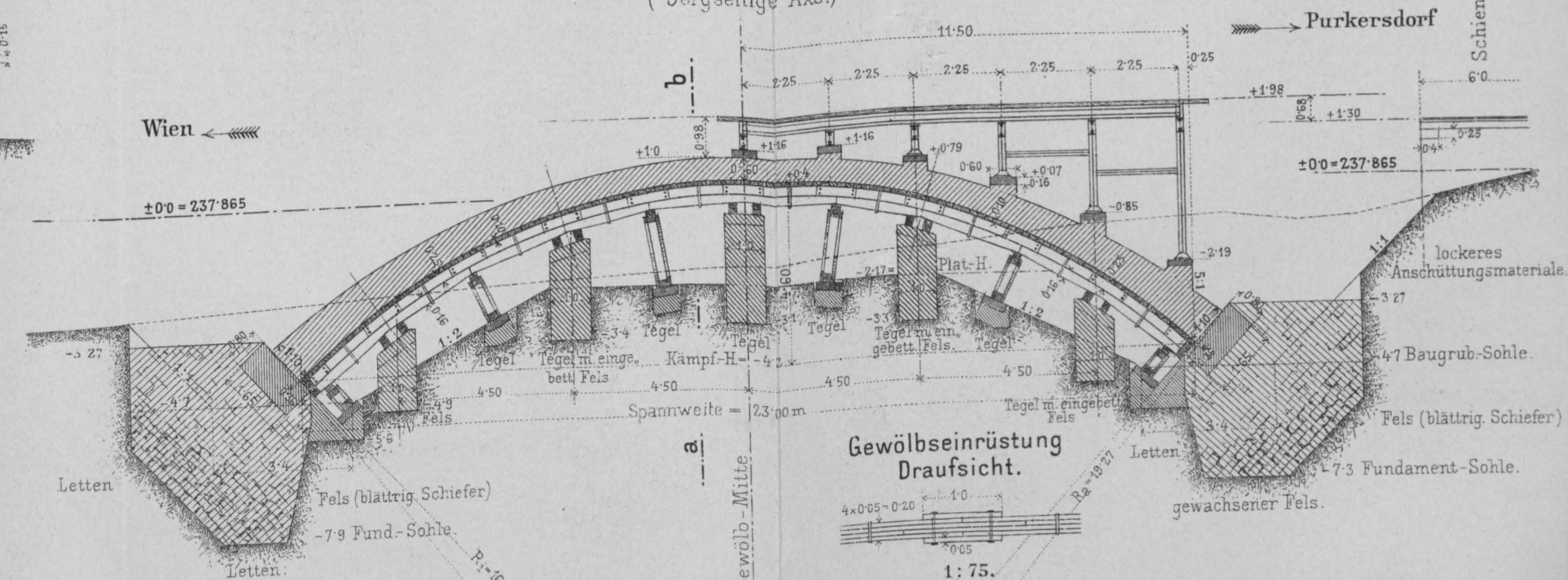
Längenschnitt C D,  
(thalseitige Stütz-Pfeiler-Partie.)



Längenschnitt E F,  
(bergseitige Stütz-Pfeiler-Partie.)



Längenschnitt G H,  
(bergseitige Axe.)

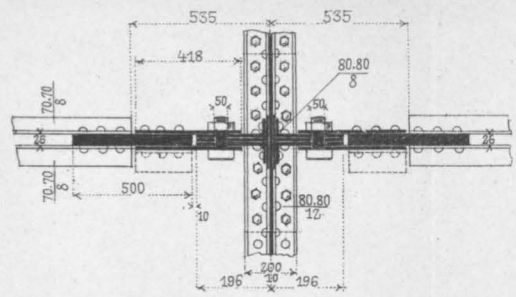


Maßstab=1:150, Maße in Meter.

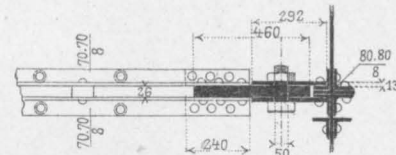


# EISERNES BELASTUNGSGERÜSTE.

Schnitt: RS.



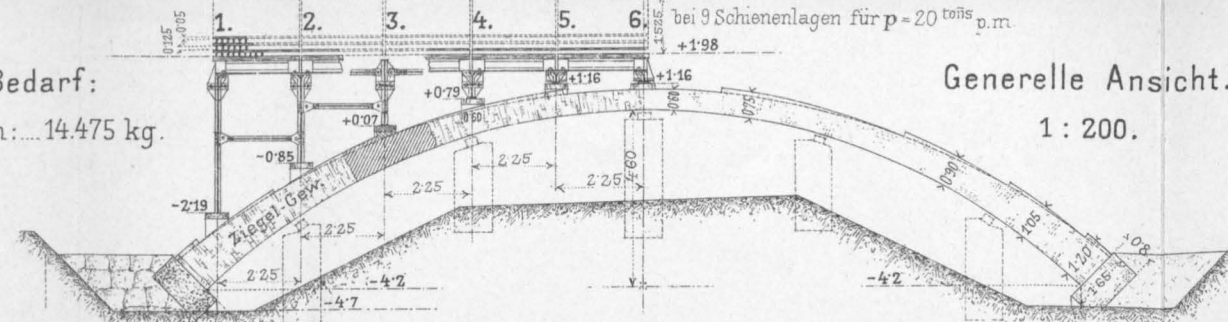
Schnitt: TU.



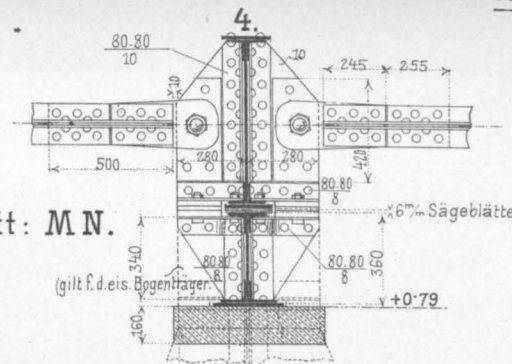
Material-Bedarf:  
Martin-Flußseisen: 14.475 kg.

Generelle Ansicht.

1 : 200.

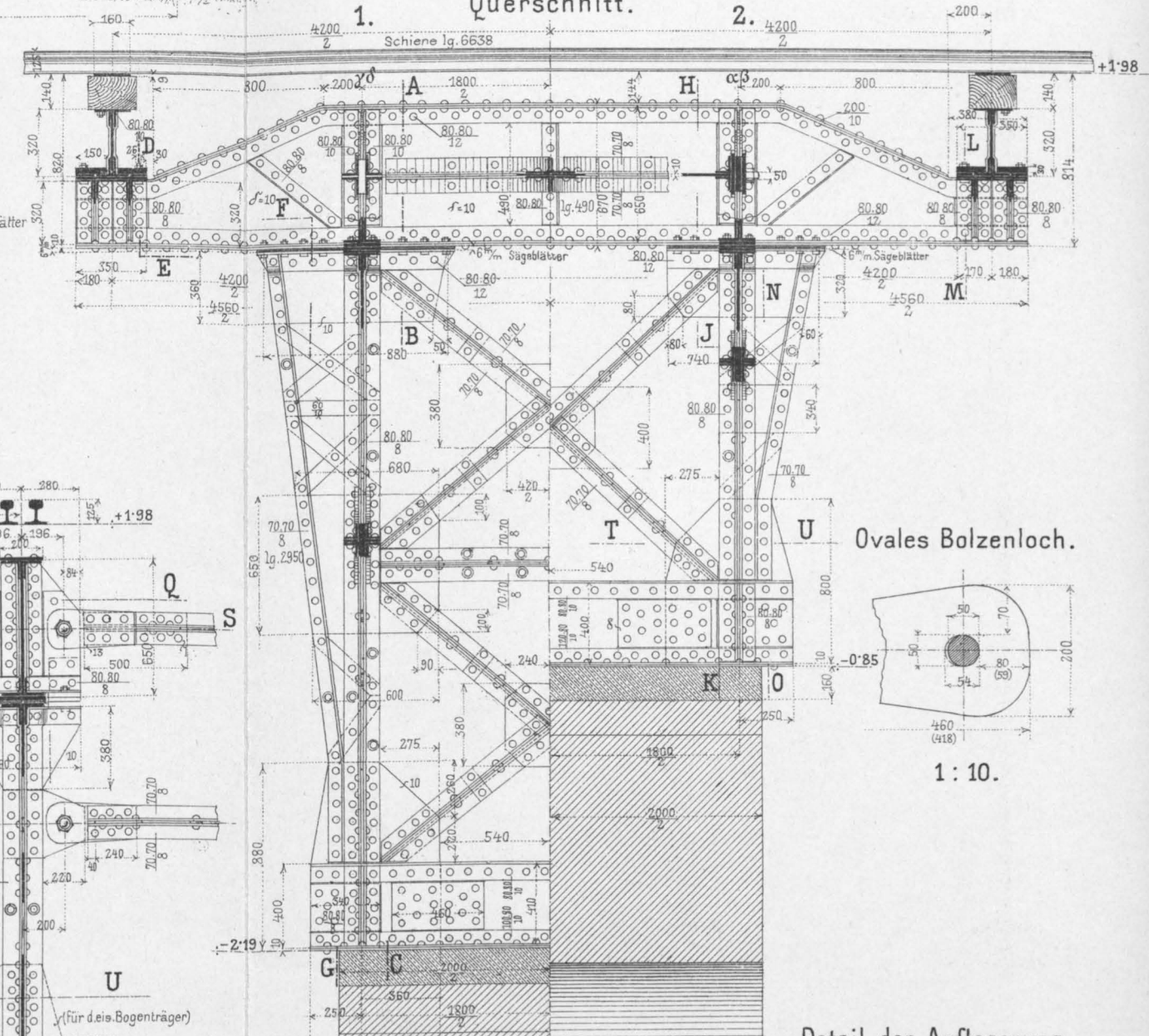
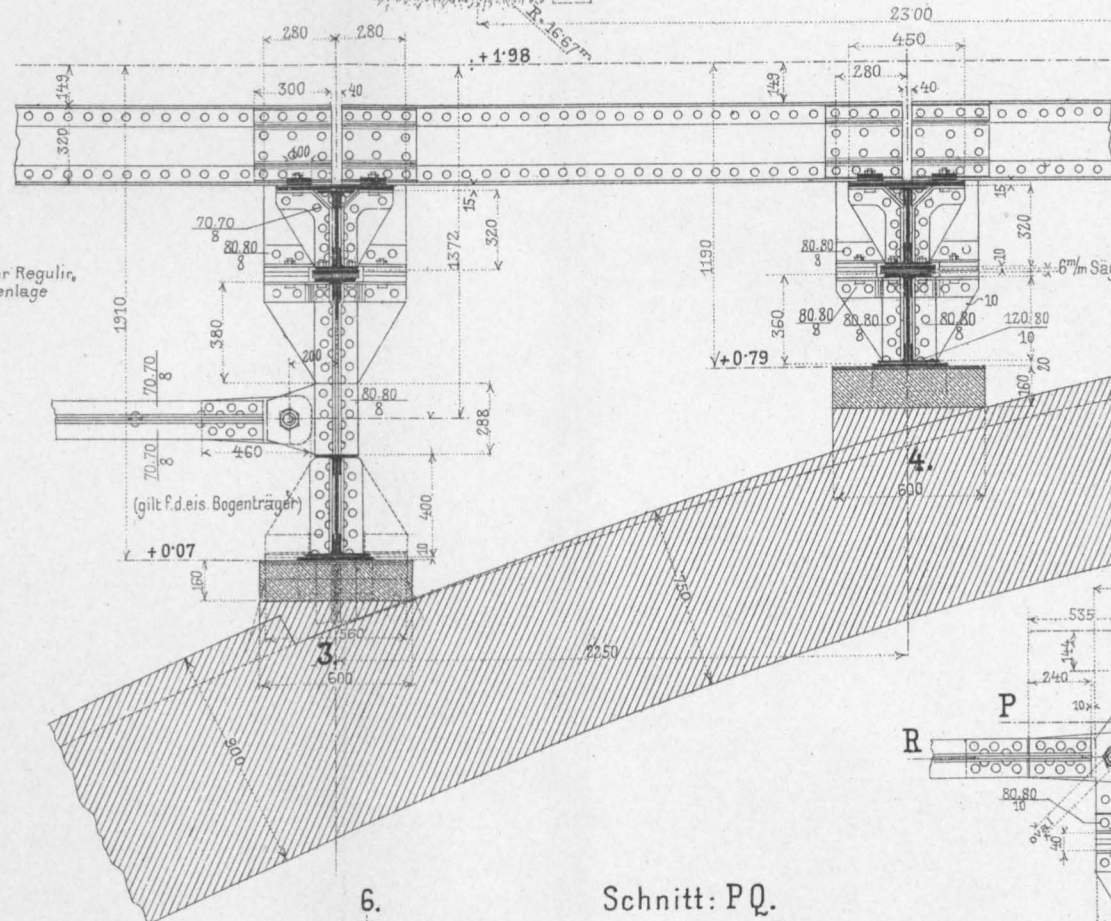
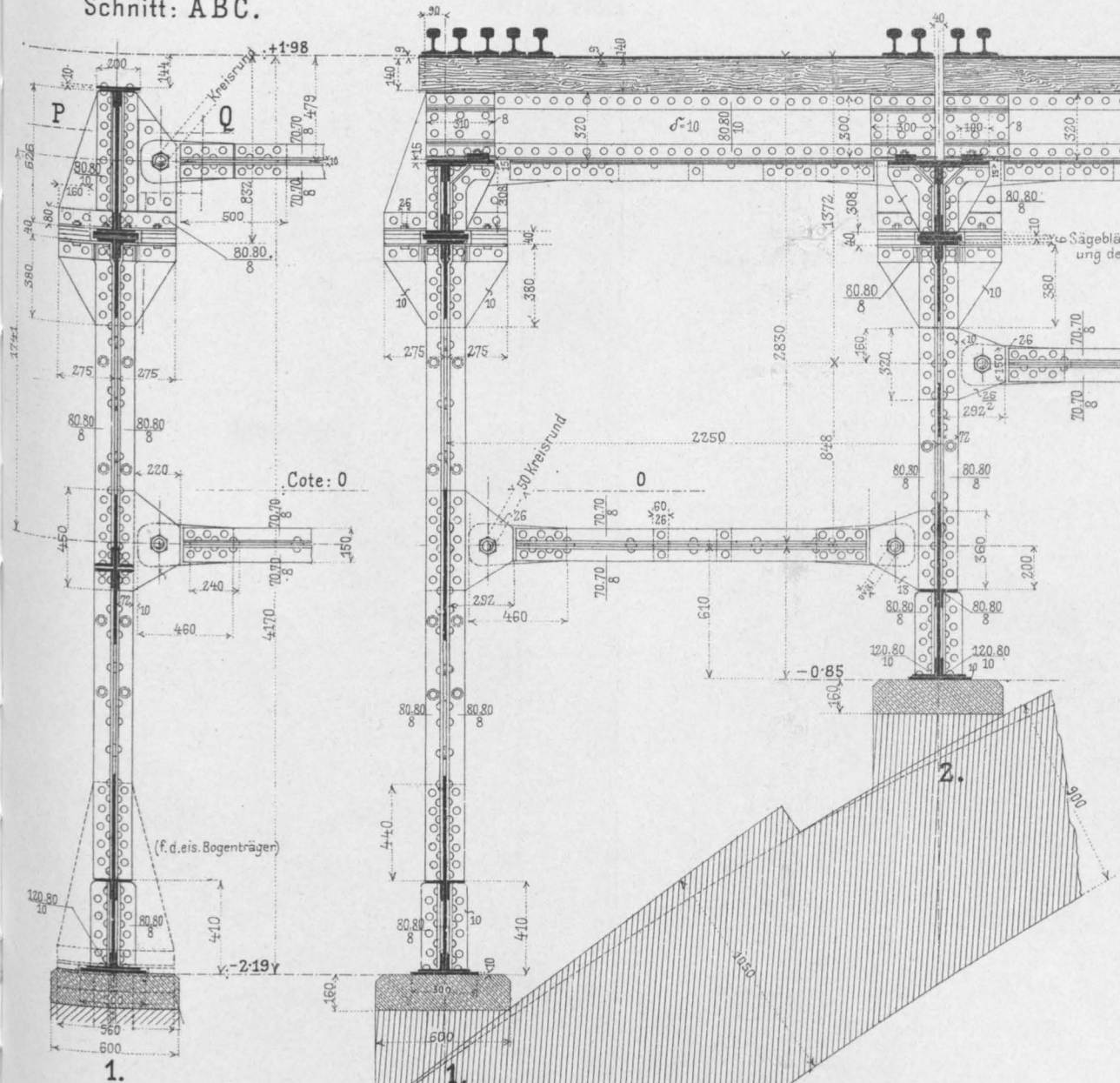


Schnitt: MN.

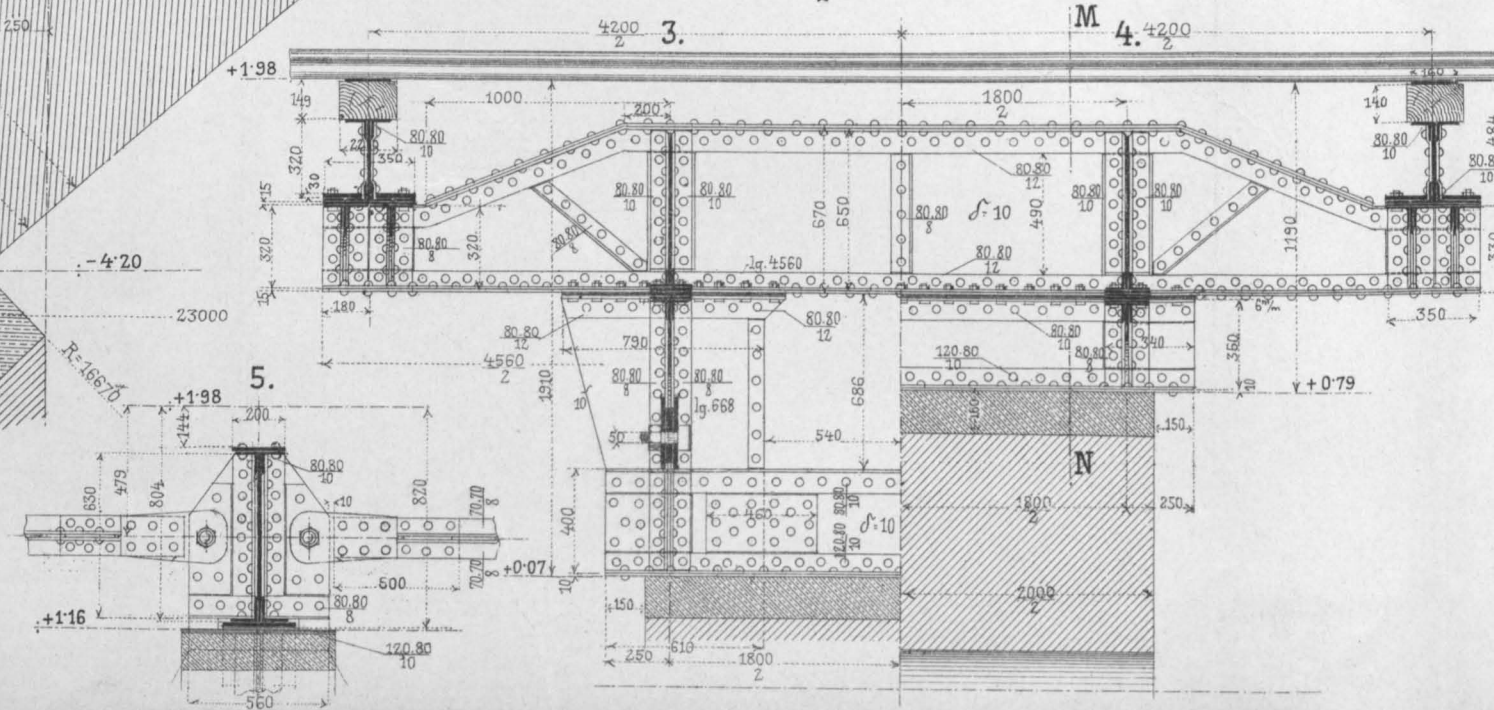


Ansicht u. Schnitt: DEFG bzw. LMNO.

Schnitt: ABC.

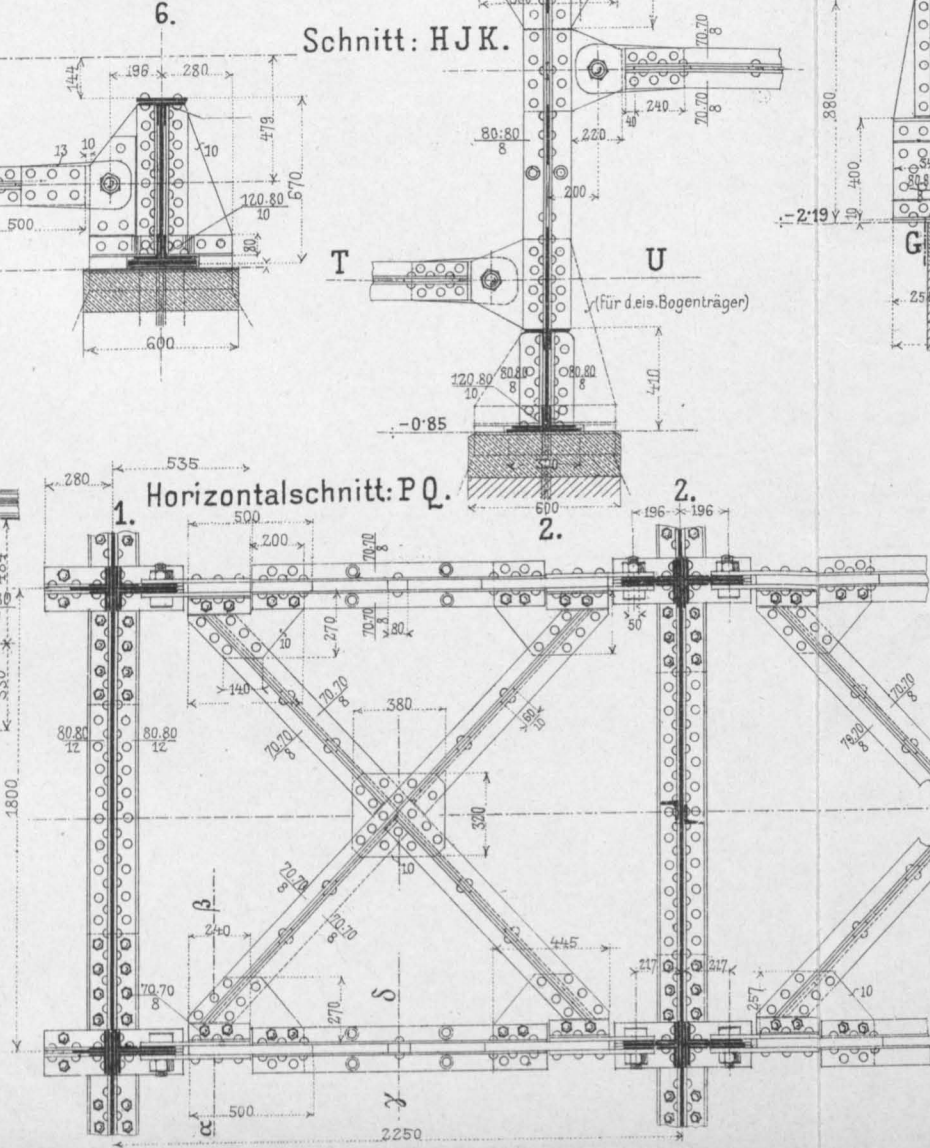


Querschnitt.

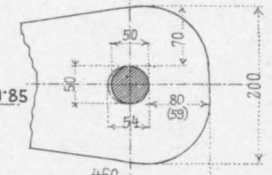


Schnitt: PQ.

Schnitt: HJK.

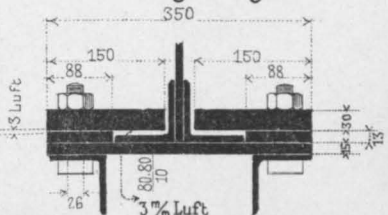


Ovales Bolzenloch.



1 : 10.

Detail der Auflagerung der Längsträger.



1 : 10.

Maßstab 1:30.

Nietdurchmesser:  $\circ 20$  mm,  $\bullet 24$  mm.

Maße in millimeter.



## Bruchsteingewölbe.

Fig. 1. Längenschnitt in der bergseitigen - Axe.

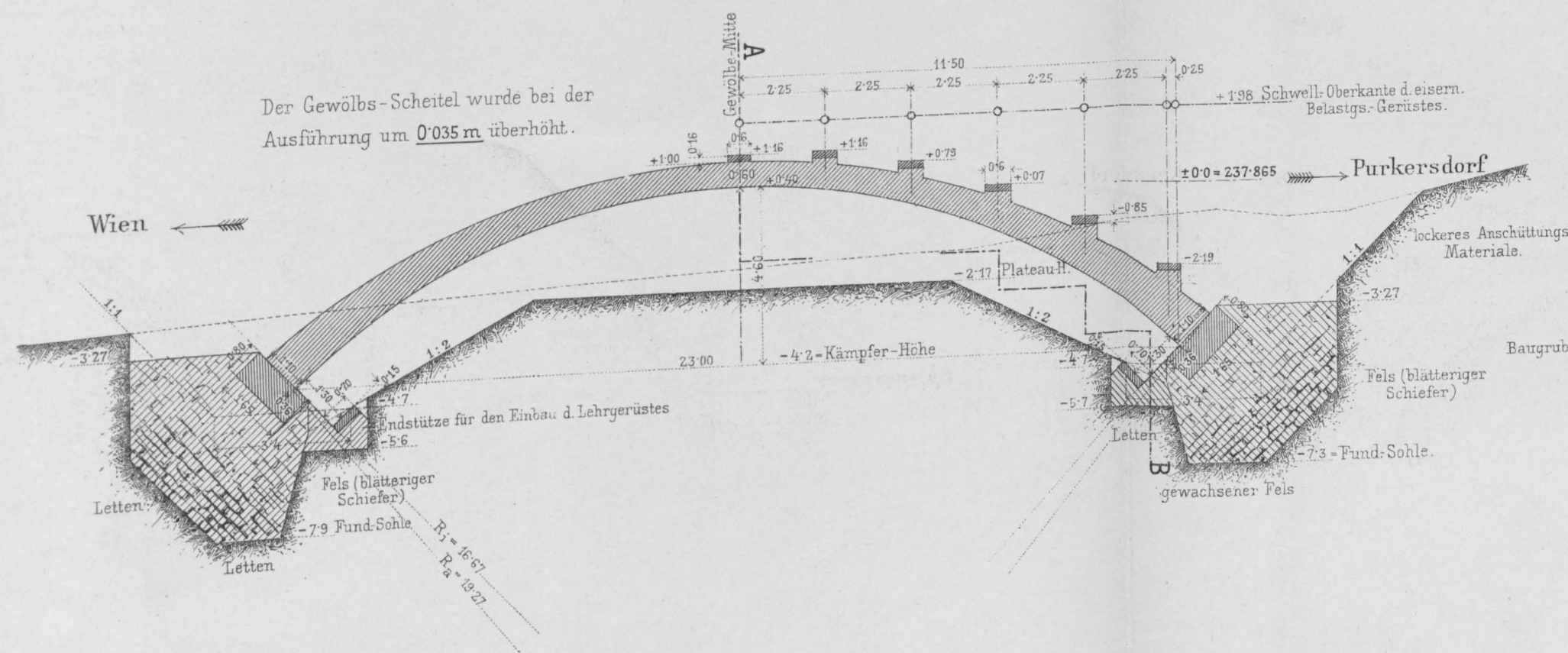


Fig. 2. Querschnitt A B.

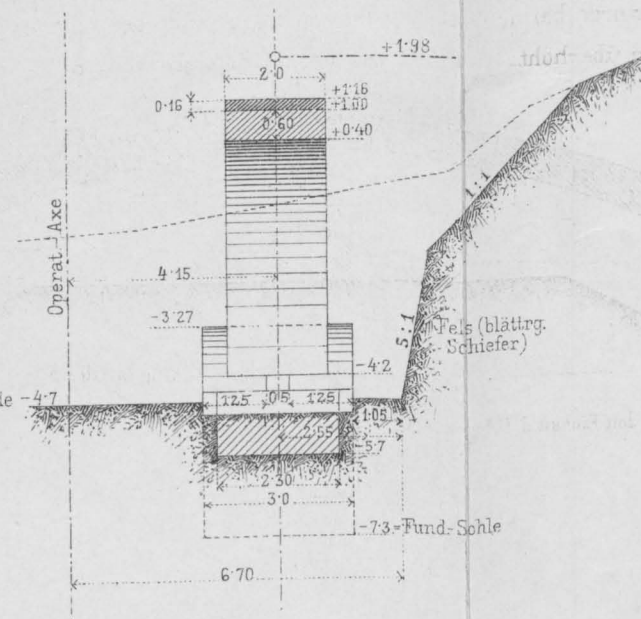
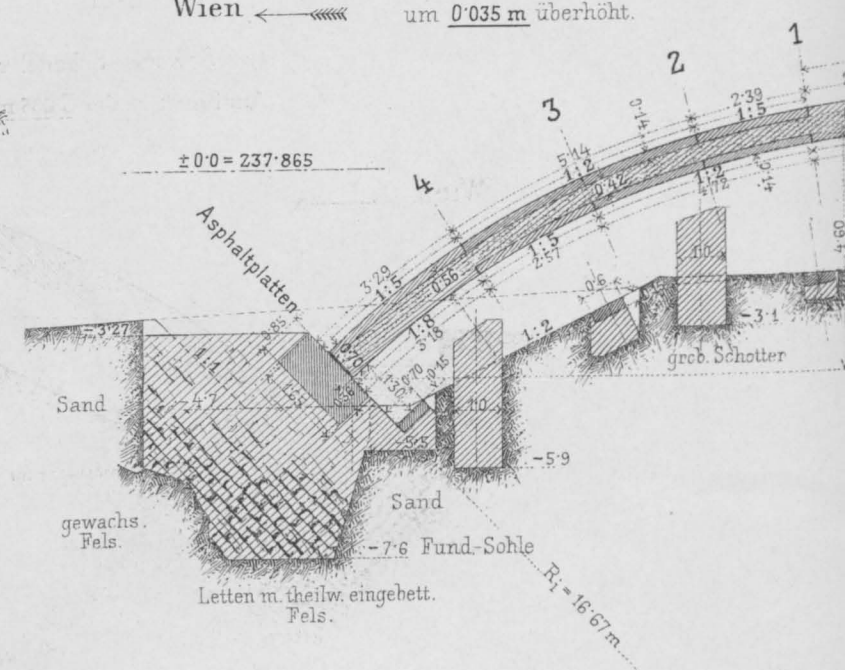


Fig. 5. Längenschnitt in

Der Gewölbs-Scheitel wurde bei der Ausführung nach Angabe der Firma um 0'035 m überhöht.



Ziegelgewölbe.

Fig. 3. Längenschnitt in der thalseitigen - Axe.

Der Gewölbs-Scheitel wurde bei der Ausführung um 0-035 m überhöht.

Die Mauerung des Gewölbes erfolgte unter Ausführung keilförmiger Mörtelfugen.

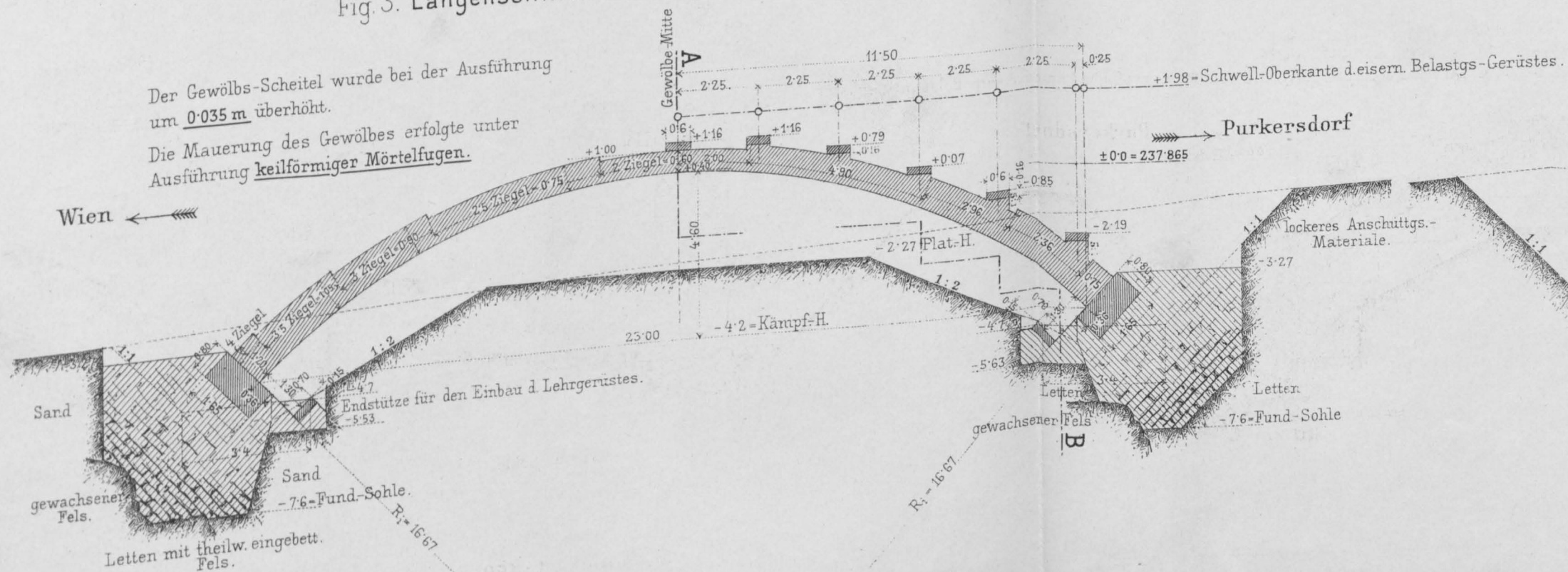


Fig. 4. Querschnitt A B.

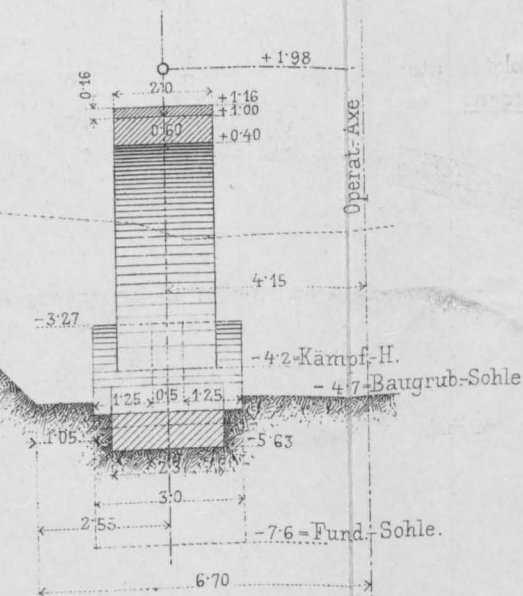
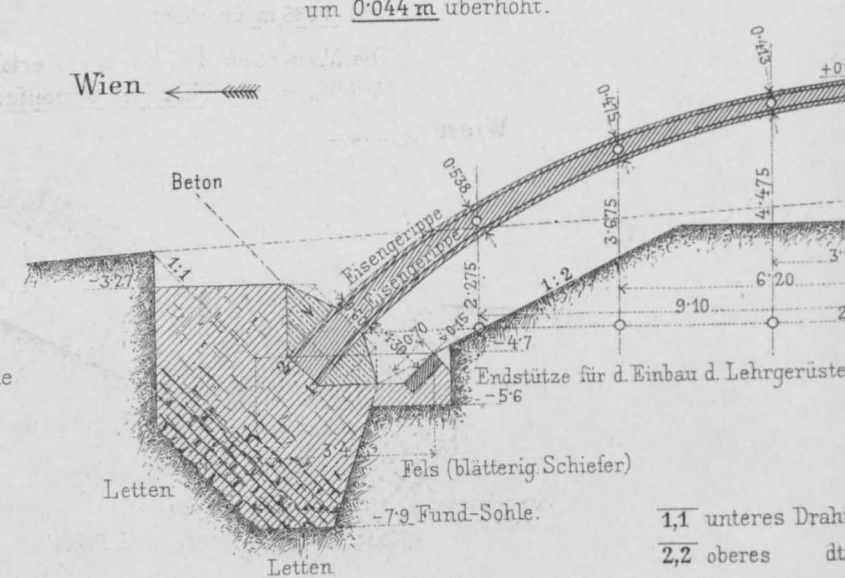


Fig.7. Längenschnitt in

Der Gewölbs-Scheitel wurde bei der Ausführung nach Angabe der Firma um 0'044 m überhöht.



1,1 unteres Draht  
2,2 oberes dt

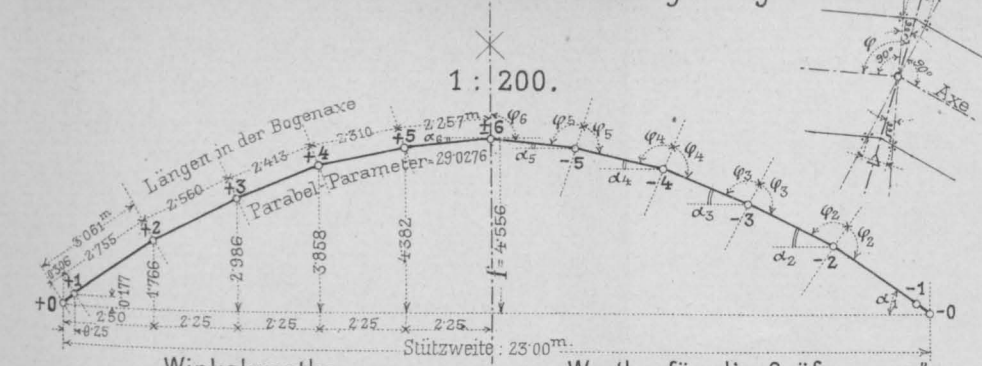
Malsstab = 1:150; Mafse in Meter.







# Geometrische Verhältnisse des Bogenträgers.



# EISERNER-BOGEN MIT KÄMPFERGELENKEN.

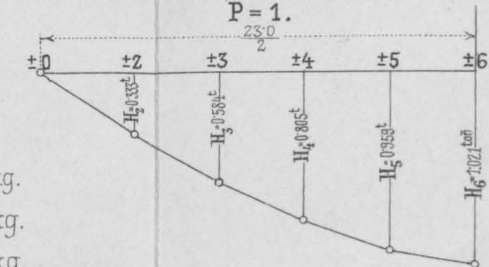
Querschnitt: m n.

Generelle Ansicht. 1 : 200.

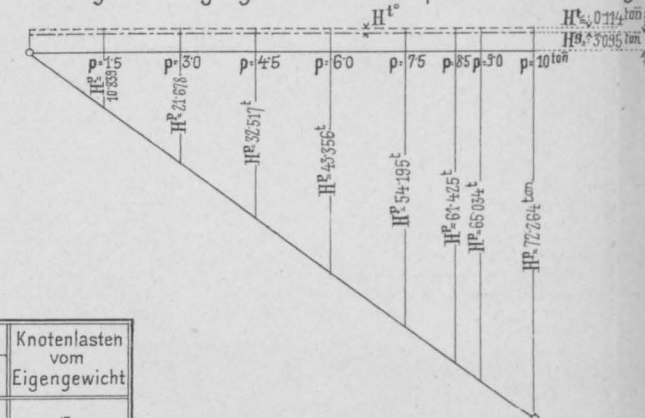
Material-Bedarf:

Martin-Flusseisen: 15.627 kg.  
Martin-Flussstahl: 3.940 kg.  
Blei: 222 kg.

Einflusslinie der Horizontalschübe f.d. Knotenlast



Horizontalschübe f.d. einseitige Nutzlast p = 1.5<sup>ton</sup> bis p = 10<sup>ton</sup>  
p. m. u. Träger f.d. Eigengewicht u. v. Temperaturerhöhung.

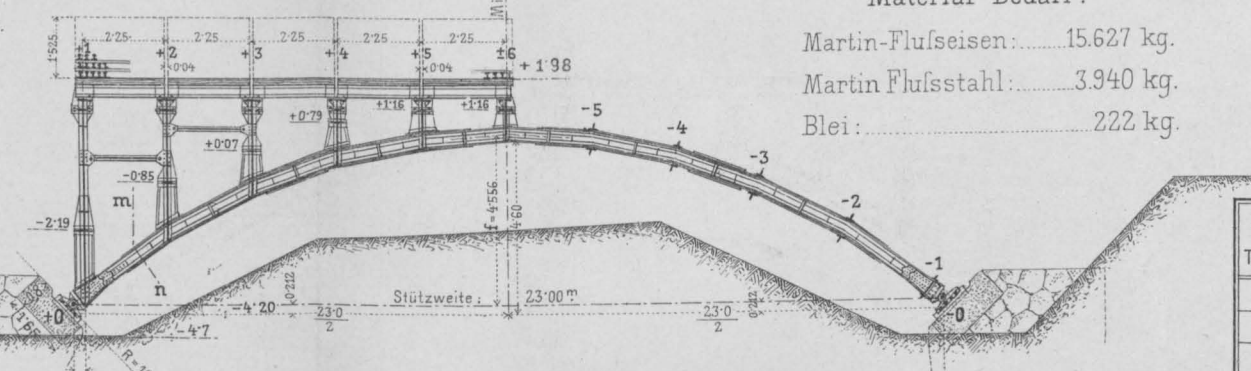
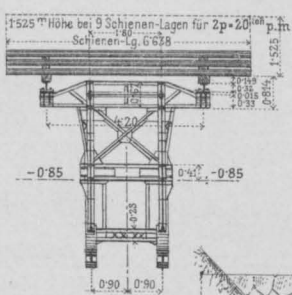
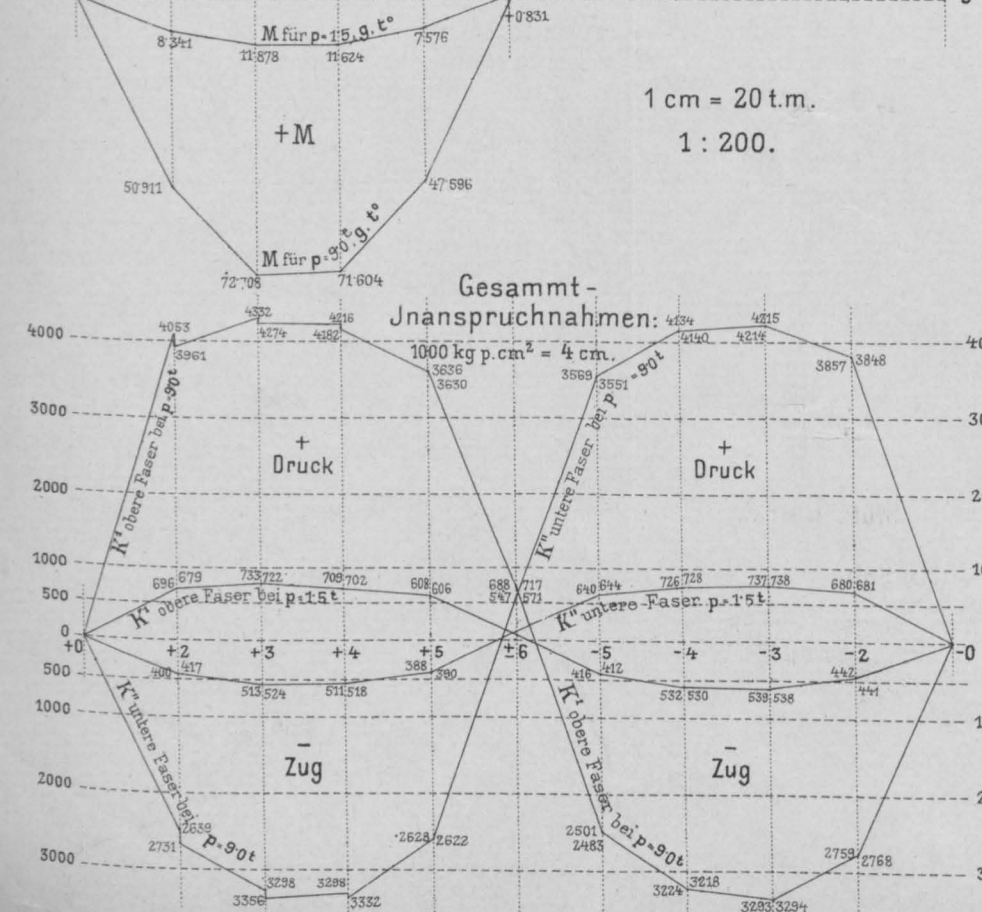
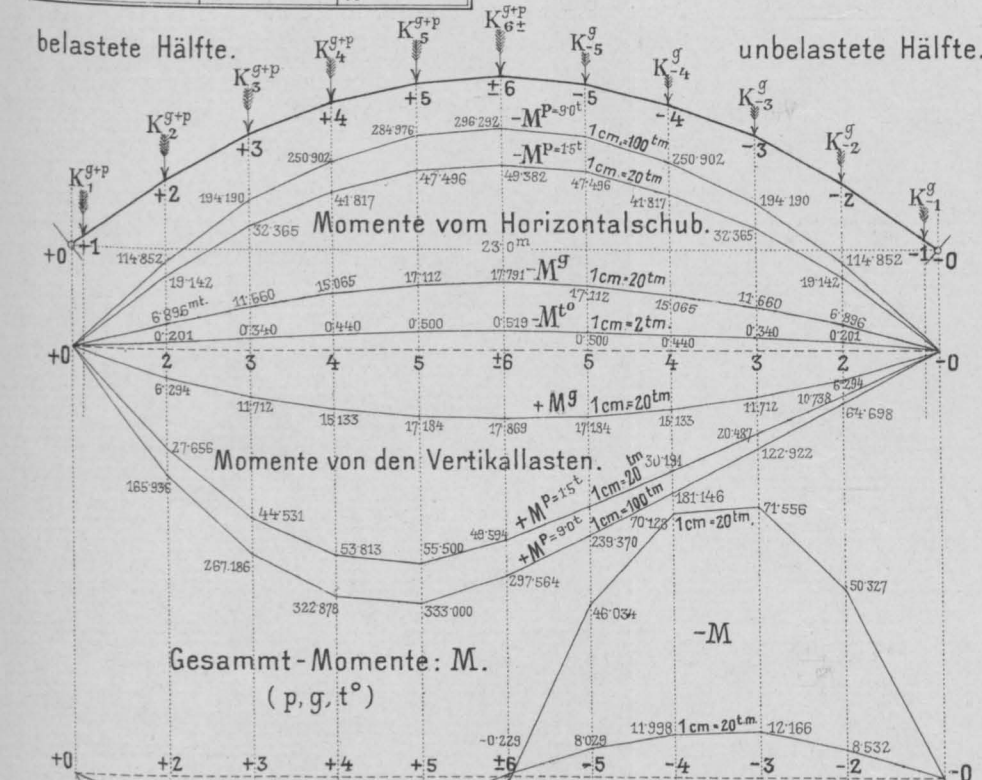


Winkelwerthe.

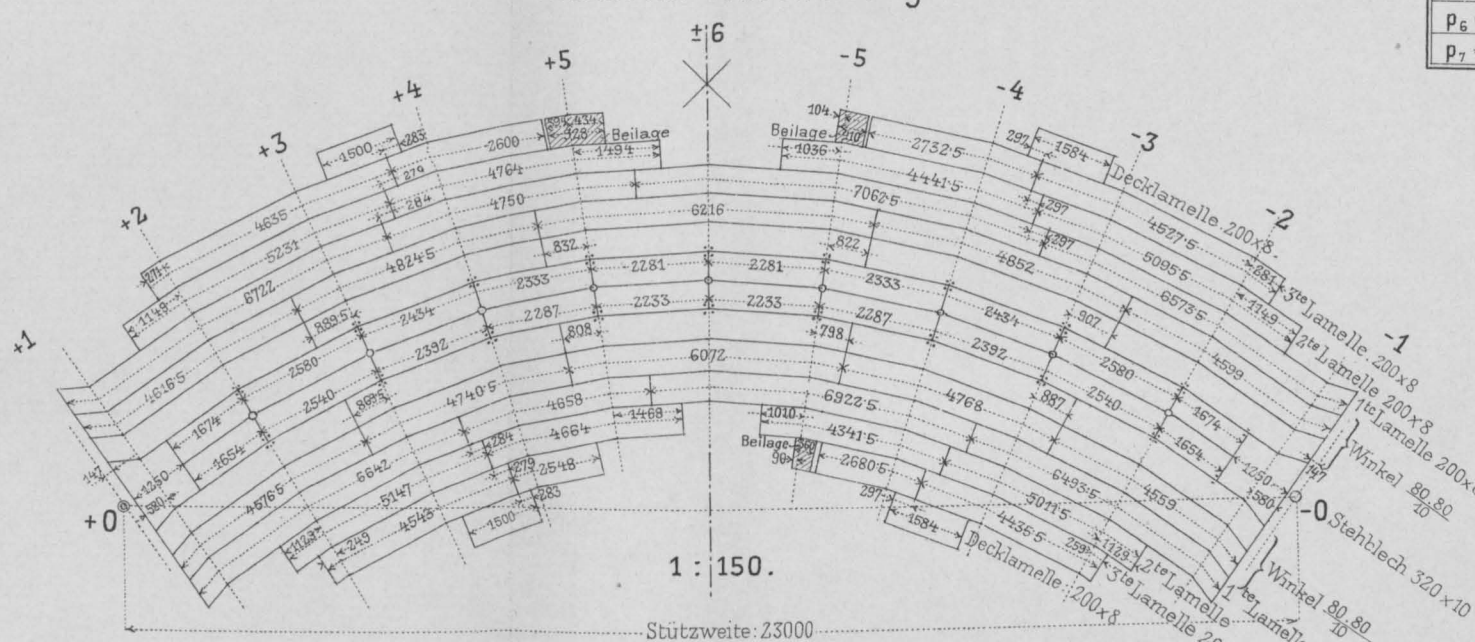
Knoten	$\Delta \alpha$	$\Delta \varphi$	$\Delta \xi$
1	$\alpha_1 = 35^\circ 14' 15''$	$\varphi_1 = 90^\circ$	$\xi_1 = 0$
2	$\alpha_2 = 28^\circ 28' 3''$	$\varphi_2 = 93^\circ 23' 6''$	$\xi_2 = 3^\circ 23' 6''$
3	$\alpha_3 = 21^\circ 11' 3''$	$\varphi_3 = 93^\circ 38' 30''$	$\xi_3 = 3^\circ 38' 30''$
4	$\alpha_4 = 13^\circ 6' 36''$	$\varphi_4 = 94^\circ 2' 135''$	$\xi_4 = 4^\circ 2' 135''$
5	$\alpha_5 = 4^\circ 25' 90''$	$\varphi_5 = 94^\circ 20' 385''$	$\xi_5 = 4^\circ 20' 385''$
6	$\alpha_6 = \alpha_5$	$\varphi_6 = 94^\circ 25' 19''$	$\xi_6 = 4^\circ 25' 19''$

Werthe für die Größen: „ $\Delta$ “

Knoten	Für Stehblech u. Winkel	Für Stehblech, Winkel, 19 u. 29 Lamellen.	Für Stehblech, Winkel, u. 3 Lamellen.
2	$\pm 10$	$\pm 10$	$\pm 11$
3	10	11	12
4	11	12	13
5	12	13	14
6	12	13	14



Material-Vertheilung.



Auflager.

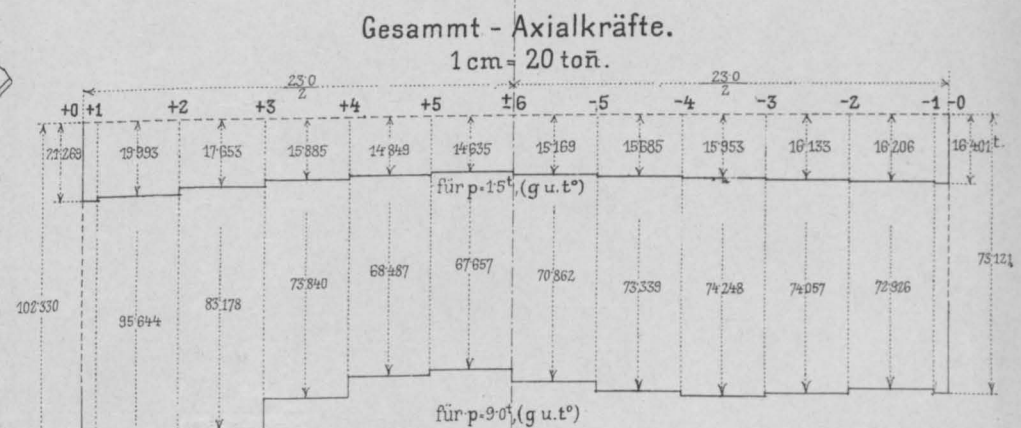
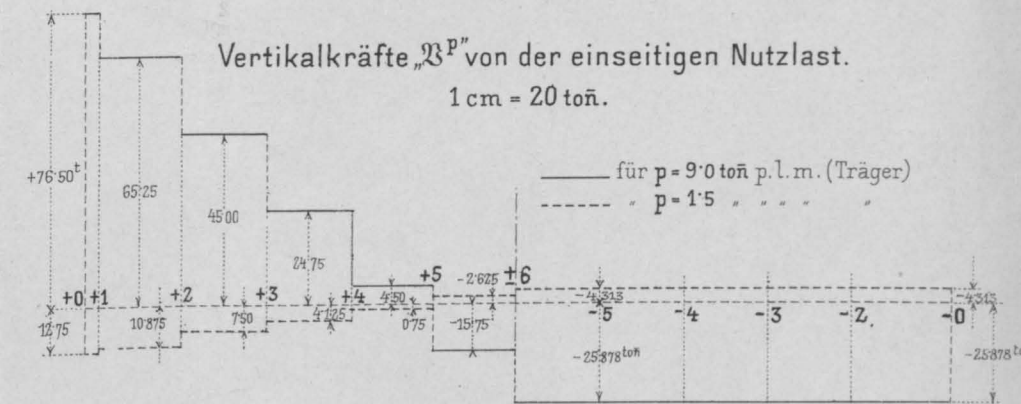
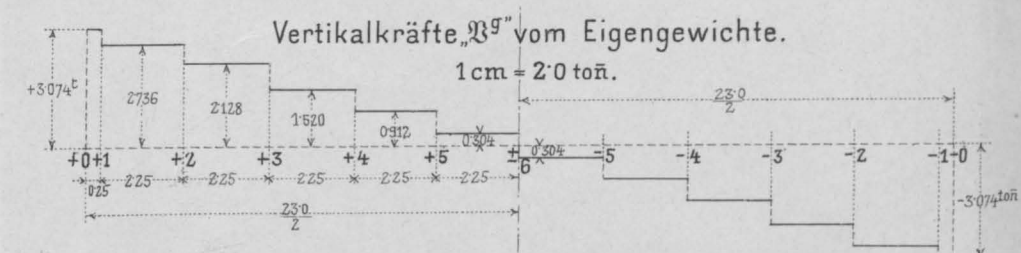
Schnitt: abcd.

1 : 20.

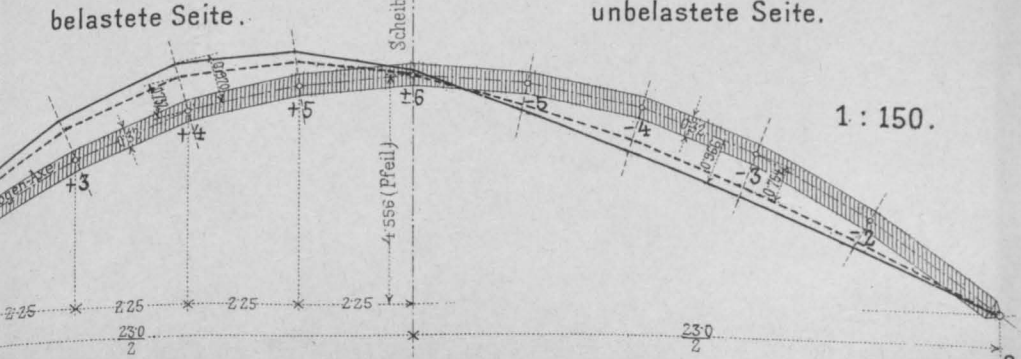
Grundplatte.

Bemerkung:

Die 4 Keile „K“ werden nach erfolgter Regulierung der Höhenlage des Bogen „trägers durch die Eisenstifte „s“ an die Grundplatte befestigt. Die Löcher im Keile (3 bis 4 in Entfernung von 4 cm) u. in der Grundplatte sind vor der Montage herzustellen.



Stützl意思 des Bogenträgers bei den Belastungen: p = 1.5<sup>t</sup> (g.u.t°)  
p = 9.0<sup>t</sup> „ „

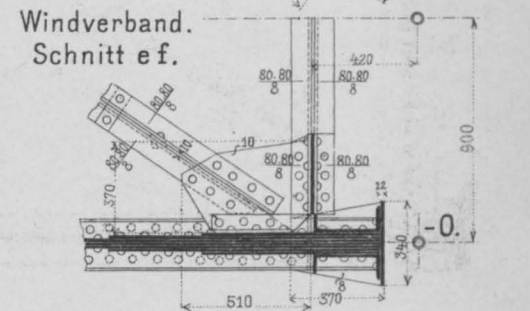
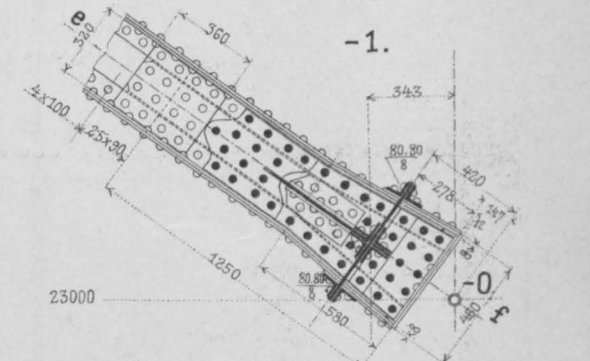




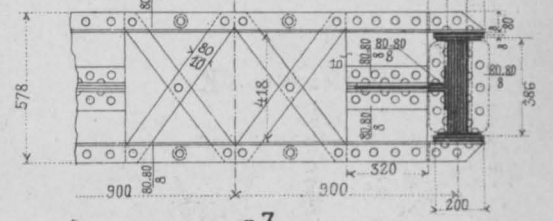
# EISERNER-BOGEN MIT KÄMPFERGELENKEN.

Stützweite 23'00 m

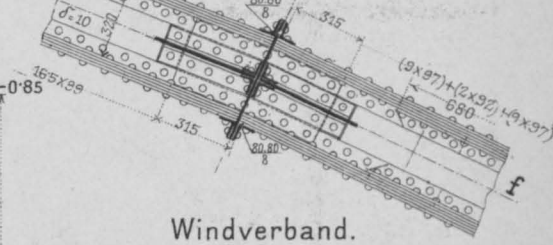
Knotenpunkte auf der unbelasteten Bogenhälfte.



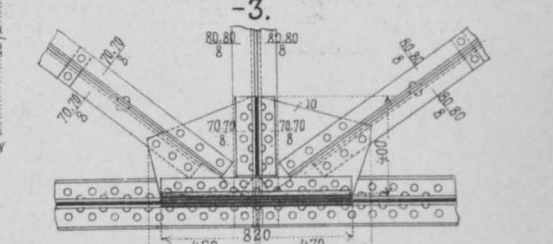
Querschnitt.



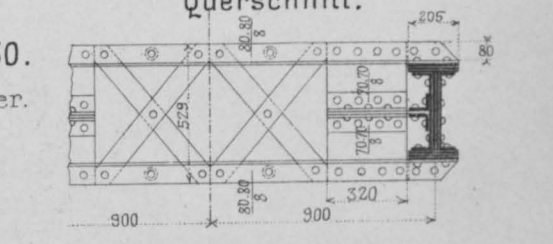
Querschnitt.



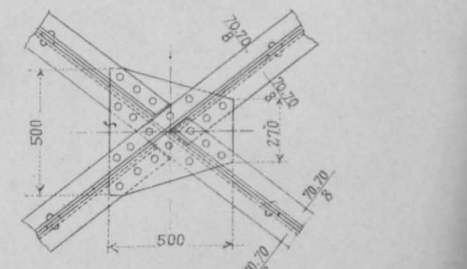
Windverband. Schnitt: ef.



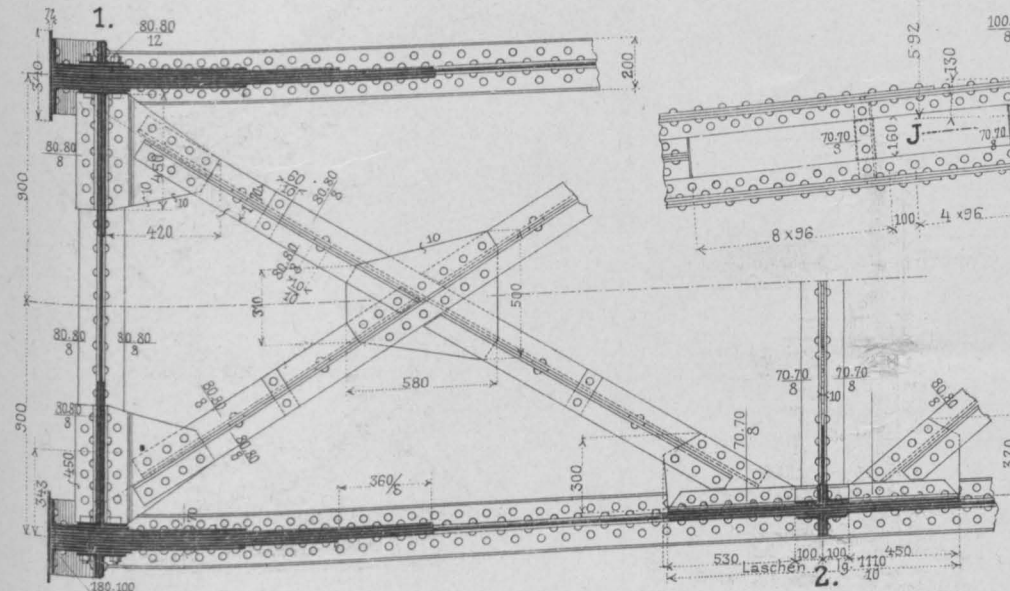
Querschnitt.



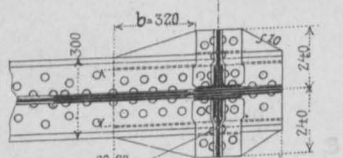
Kreuzung des Windverbandes im 4<sup>ten</sup> u. (-5<sup>ten</sup>) Felde.



Schnitt: EFGH.

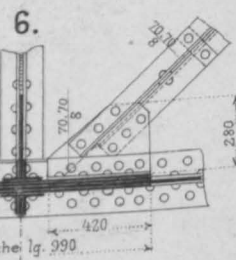
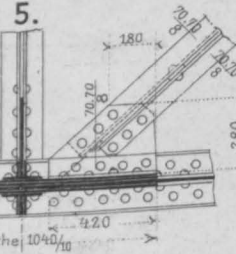


Horizontalschnitt: A B.  
(für +1, 2, 3, 4)

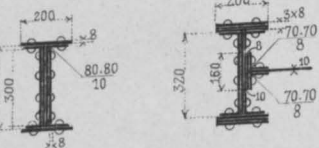


1. bei +4 ist: a = 350 mm.  
b = 265 "

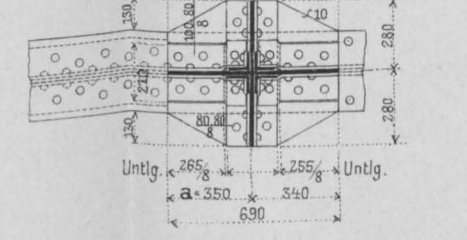
Schnitte: JK.



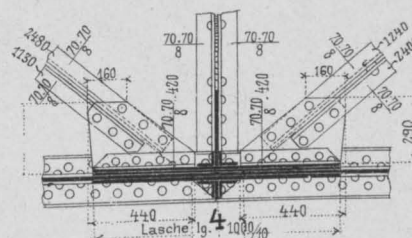
Schnitt: mn,



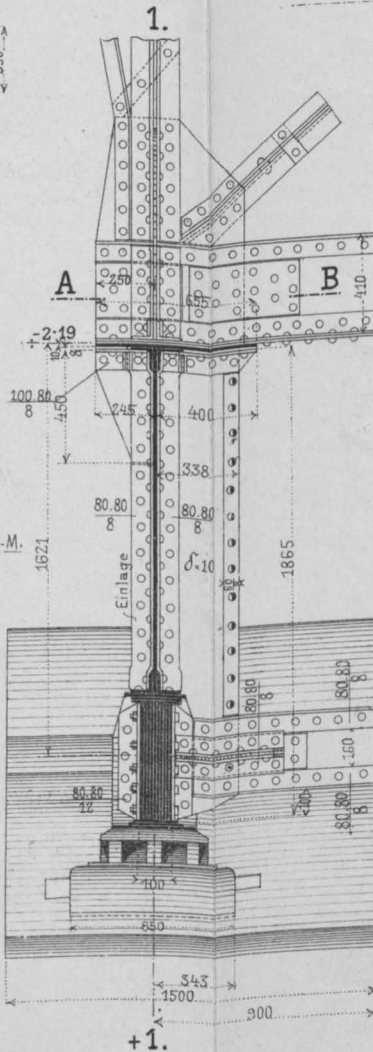
Horizontalschnitt: CD. (Hinaufsicht).  
(für +5, 6)



Windverband. Schnitt: J K.

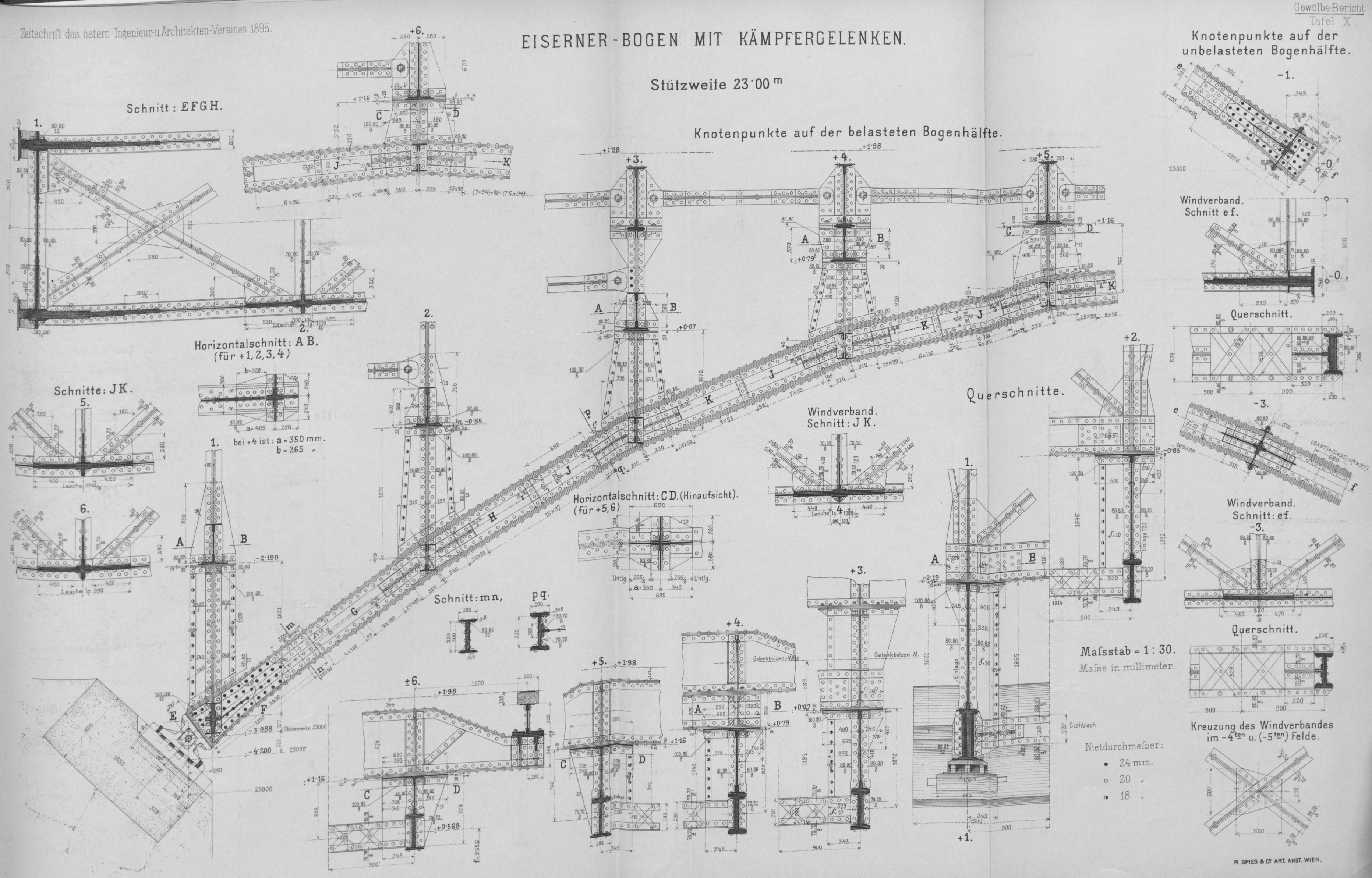


Querschnitte.



Maßstab = 1 : 30.  
Maße in millimeter.

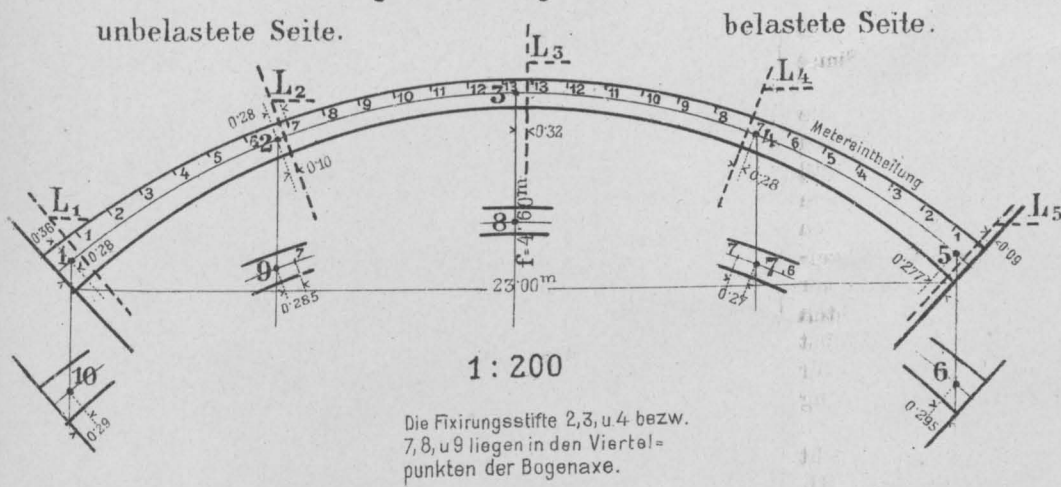
Nietdurchmesser:  
• 24 mm.  
• 20 "  
• 18 "





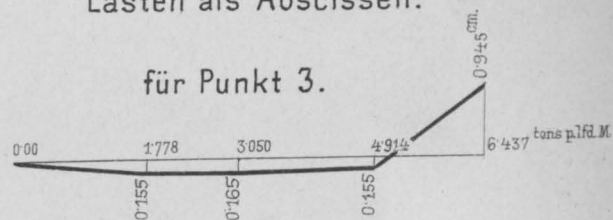
# BRUCHSTEIN-GEWÖLBE.

Einmessung der Fixirungsstifte u. Libellen.

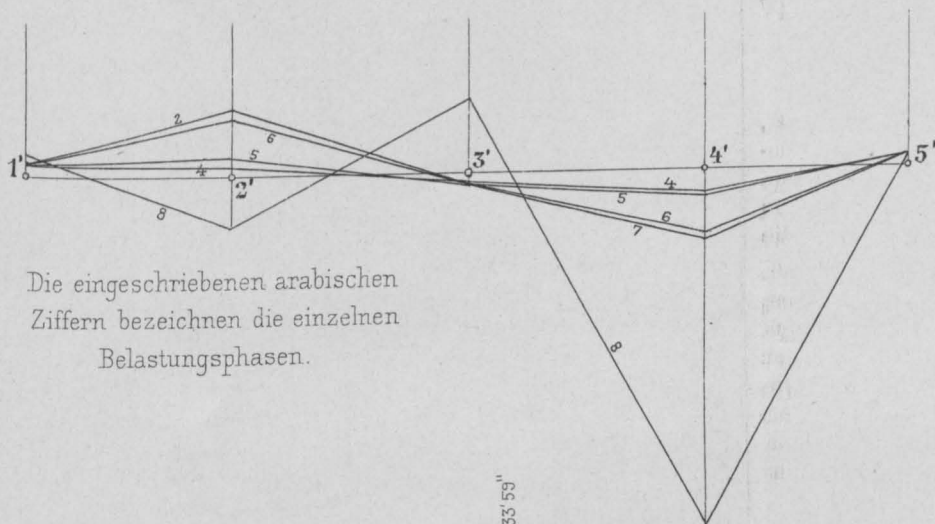


Vertikalbewegungen  
als Ordinaten über den  
Lasten als Abscissen.

für Punkt 3.

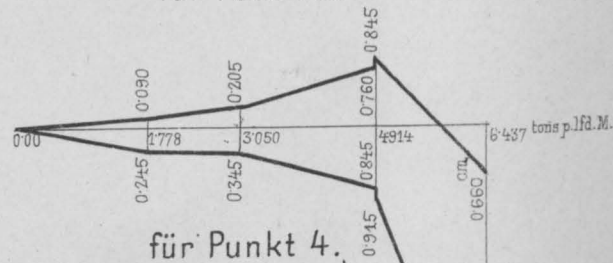


Vertikalbewegungen der Punkte 1, 2, 3, 4 u. 5.



Die eingeschriebenen arabischen  
Ziffern bezeichnen die einzelnen  
Belastungsphasen.

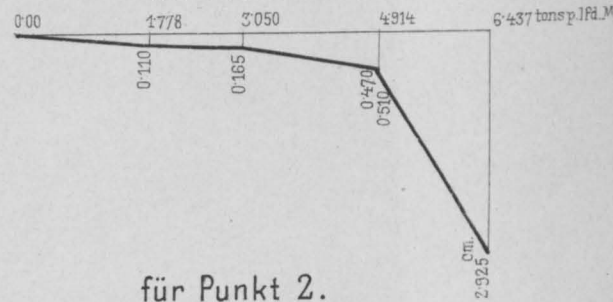
für Punkt 2.



für Punkt 4.

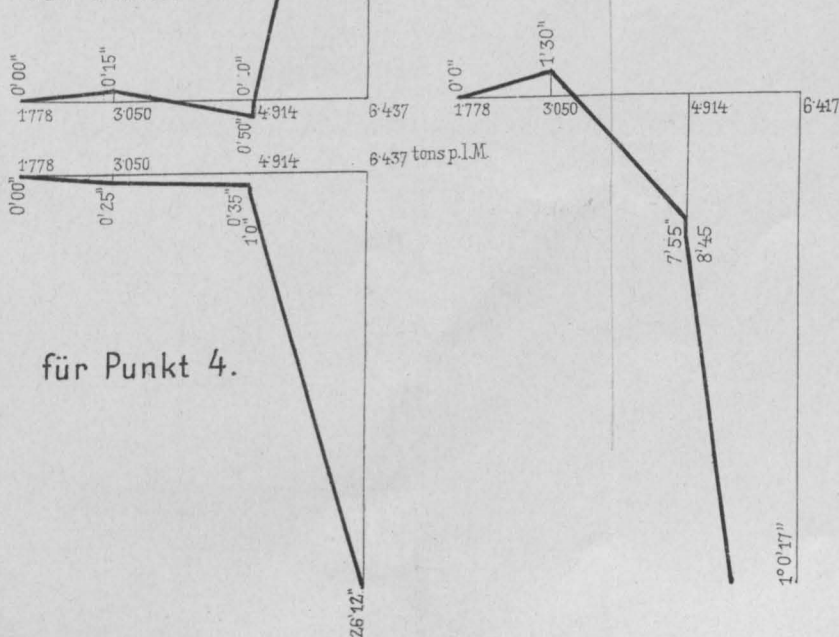
Horizontalbewegungen  
als Ordinaten über den  
Lasten als Abscissen.

für Punkt 3.

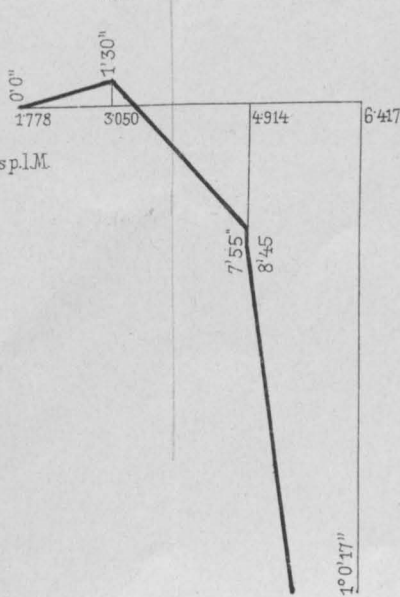


Bewegungen der Libelle  
über den Lasten als  
als Ordinaten  
Abscissen.

für Punkt 2.

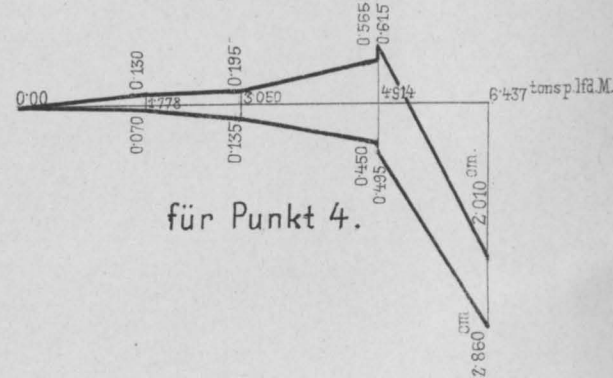


für Punkt 3.



für Punkt 4.

für Punkt 2.



für Punkt 4.

Mafsstab für die Lasten: 1cm = 1ton.

" " " " Libellenausschläge: 2mm = 1'.

" " " " Verschiebungen: 1mm = 1mm.



Fig. 1. Ziegel- und Bruchsteingewölbe.

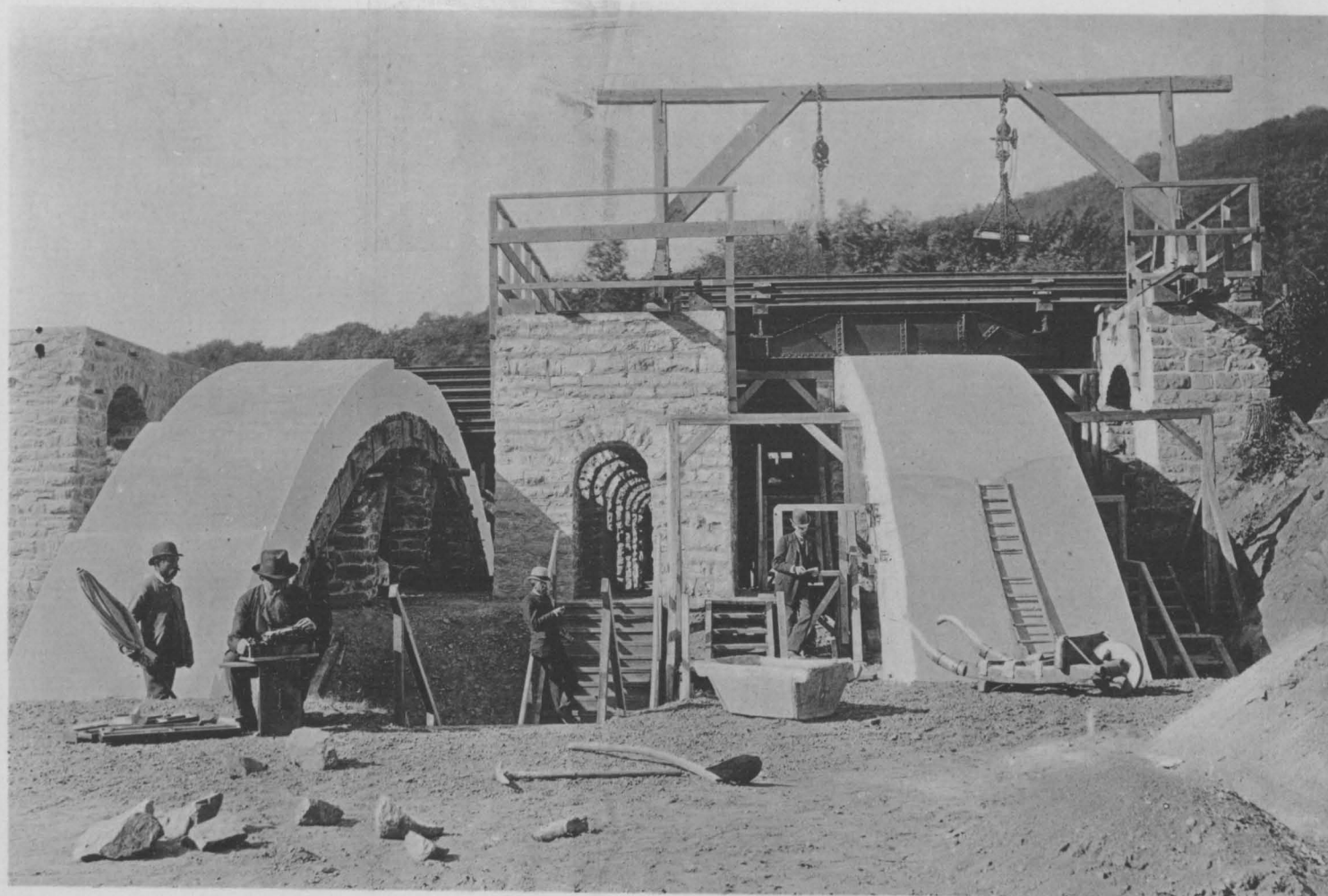


Fig. 2. Betongewölbe.

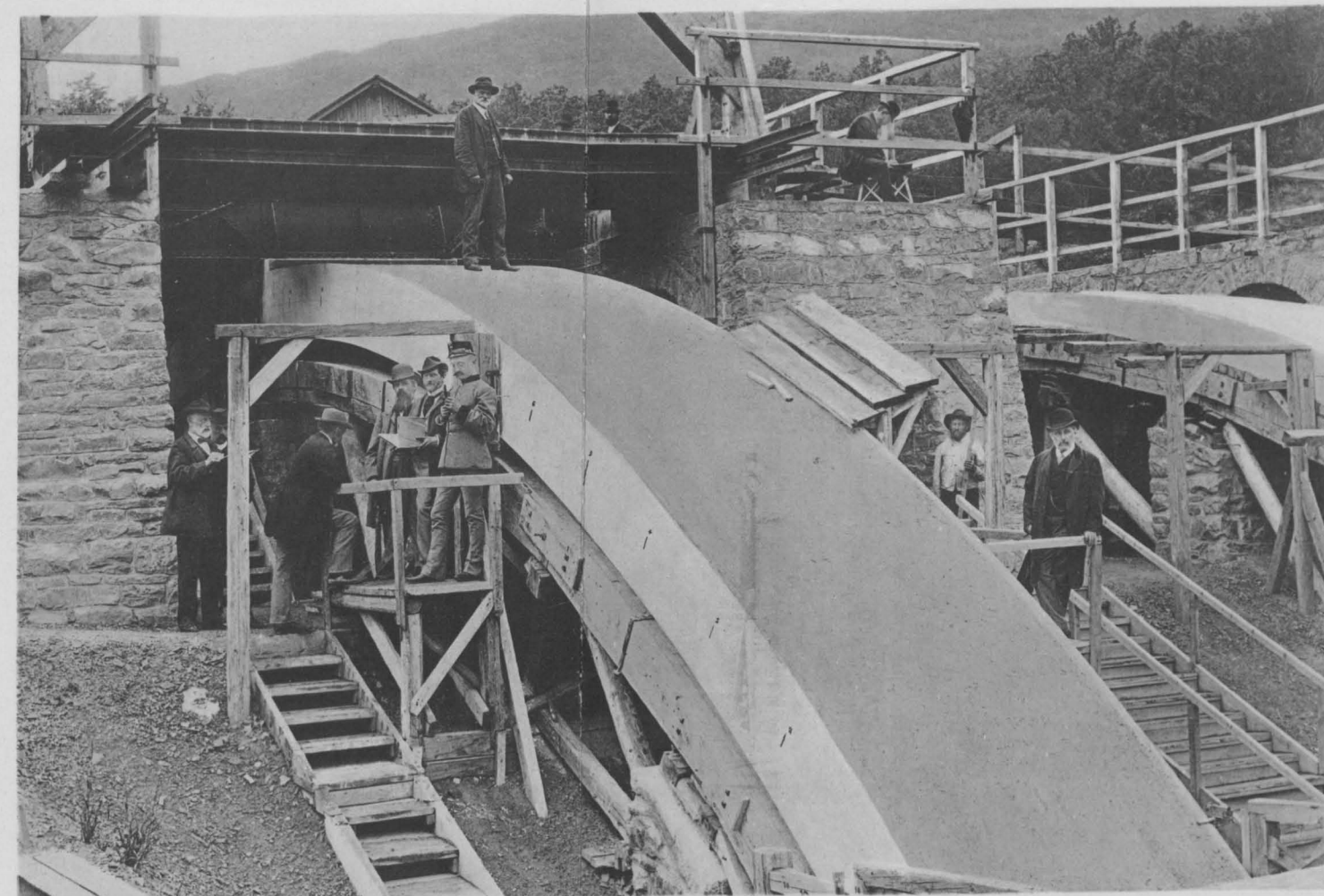


Fig. 3. Moniergewölbe.

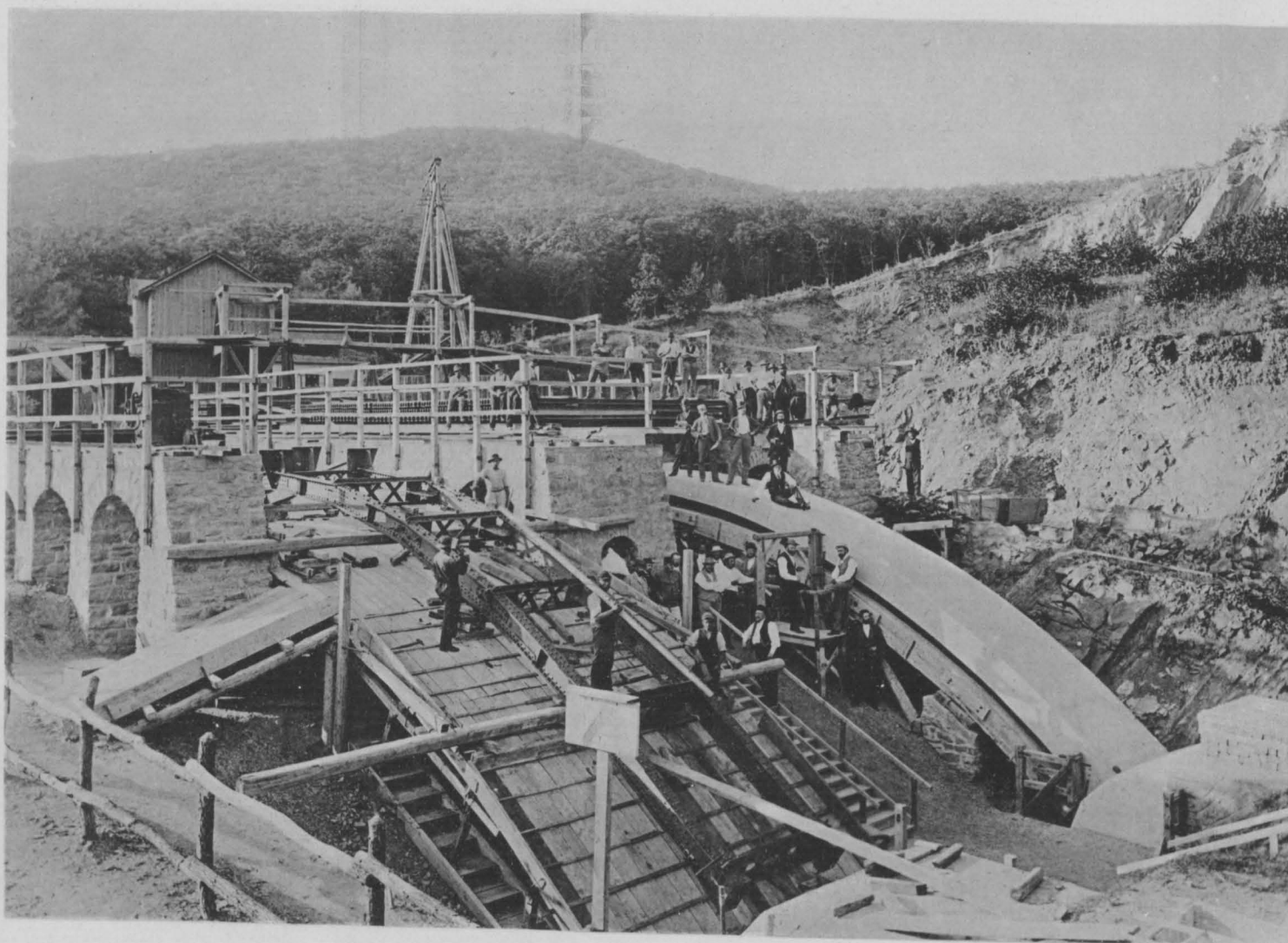
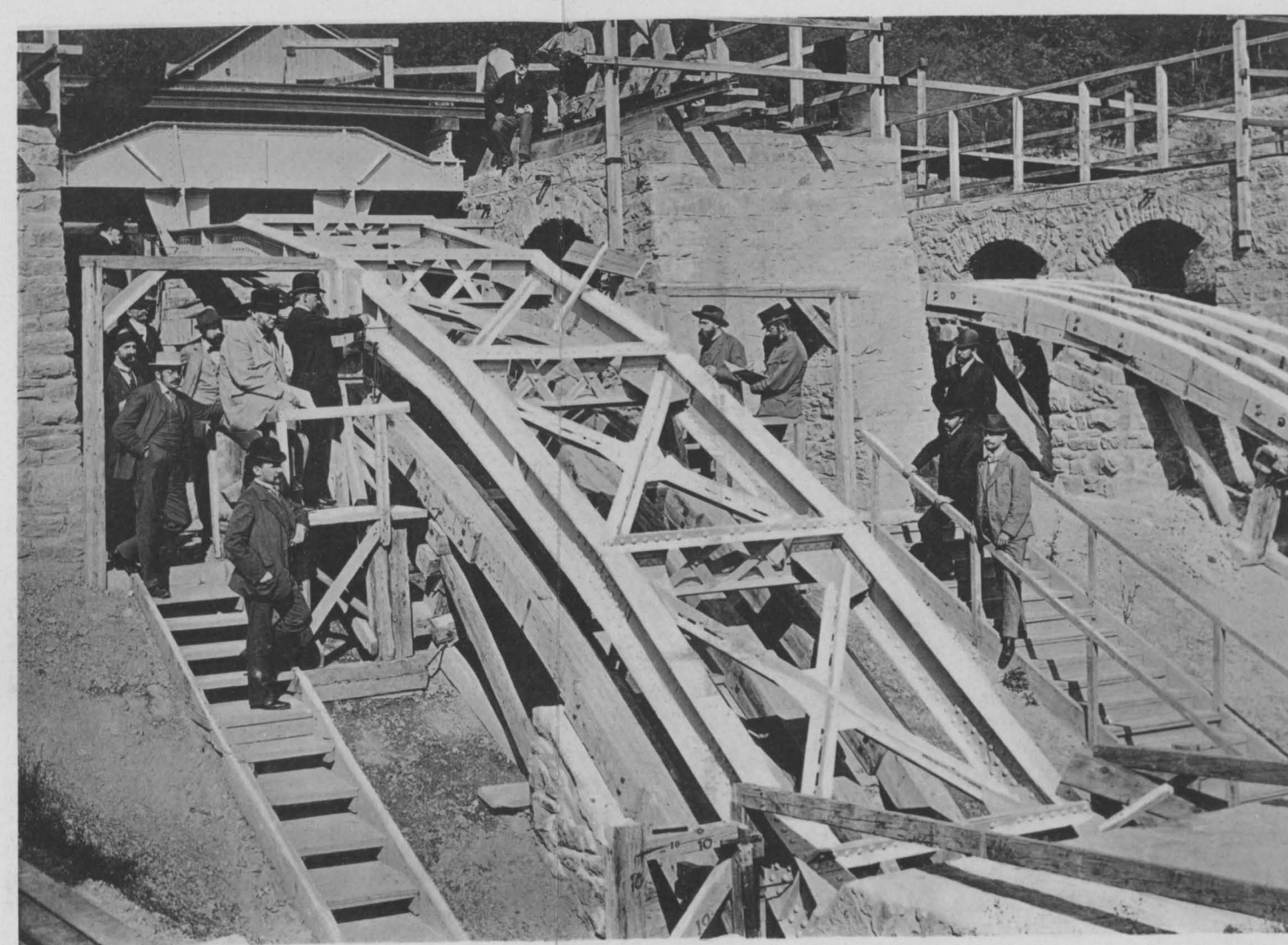


Fig. 4. Eiserner Bogen.





# ZUSAMMENSTELLUNG DER RISSE UND DEFORMATIONEN.

Fig. 1. Bruchsteingewölbe

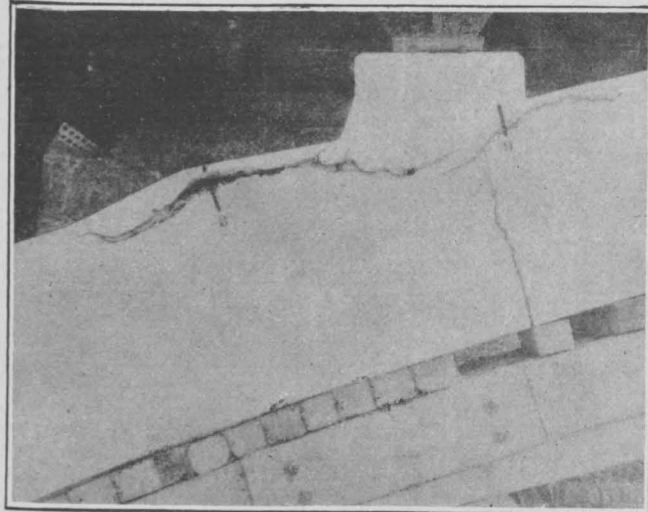


Fig. 2. Bruchsteingewölbe

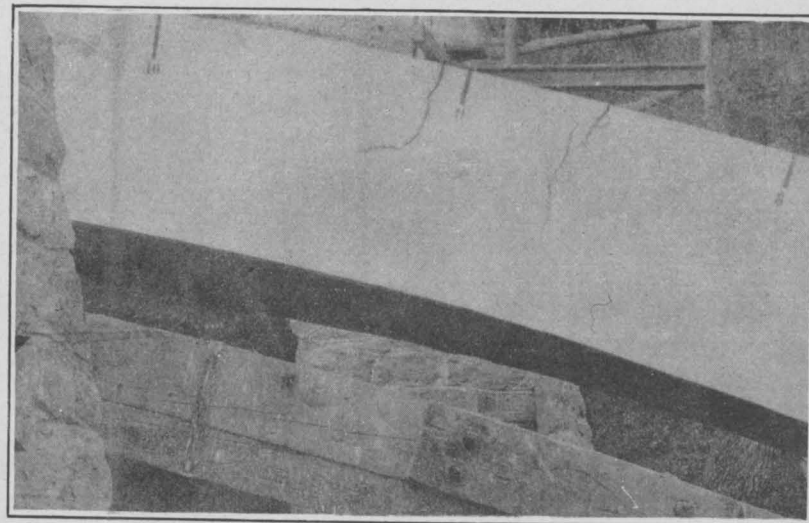


Fig. 3. Ziegelgewölbe

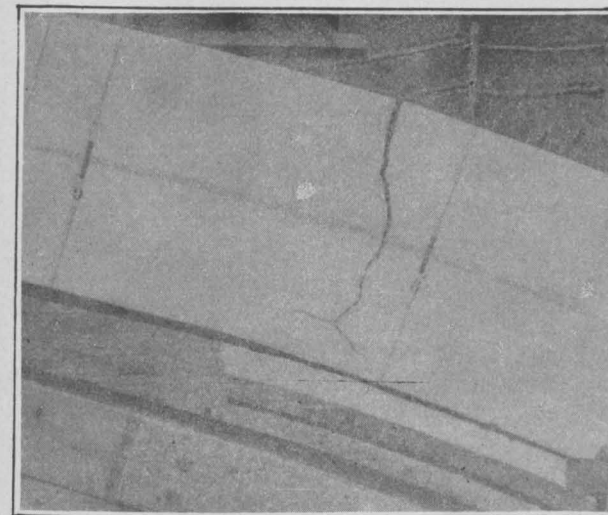


Fig. 4. Stampfbeton

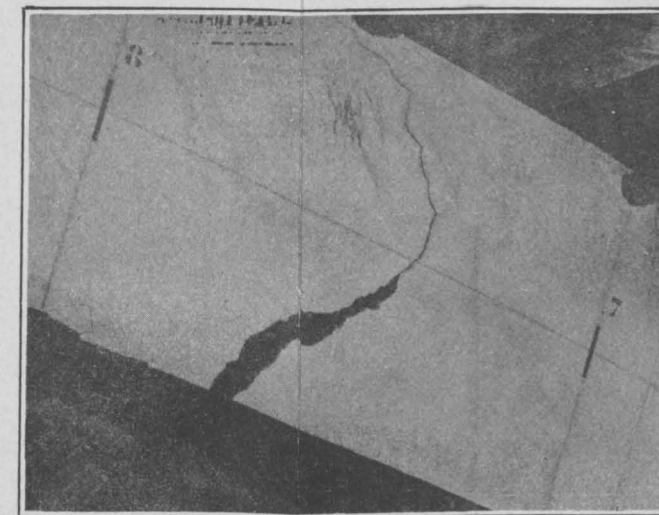


Fig. 5. Stampfbeton

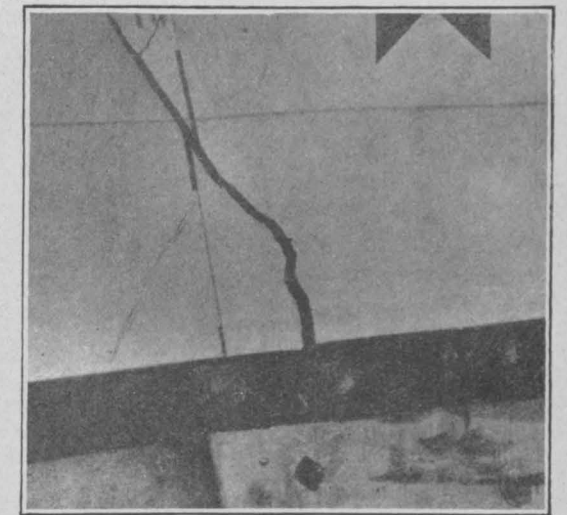


Fig. 6. Stampfbeton

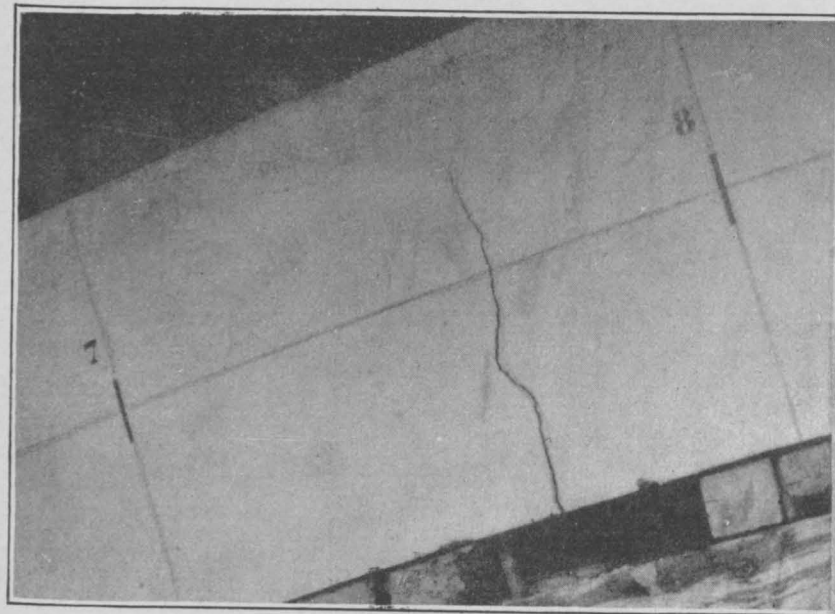


Fig. 7. Stampfbeton

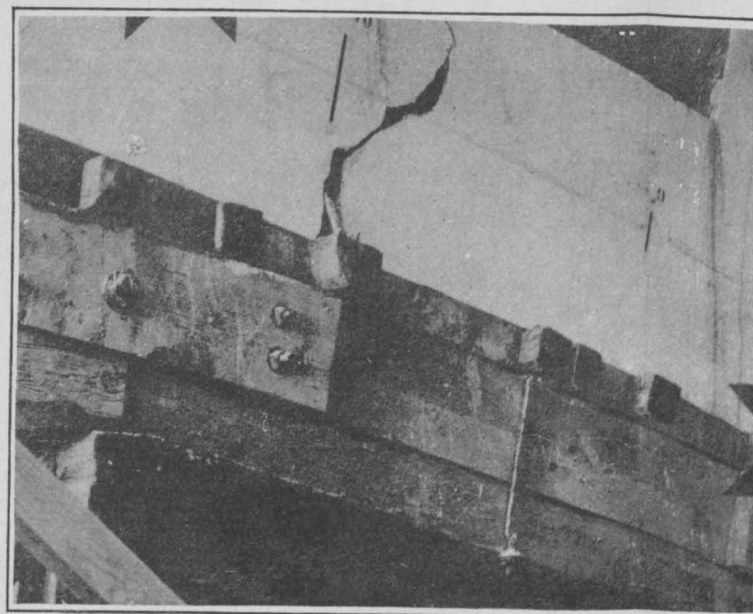


Fig. 8. Stampfbeton.

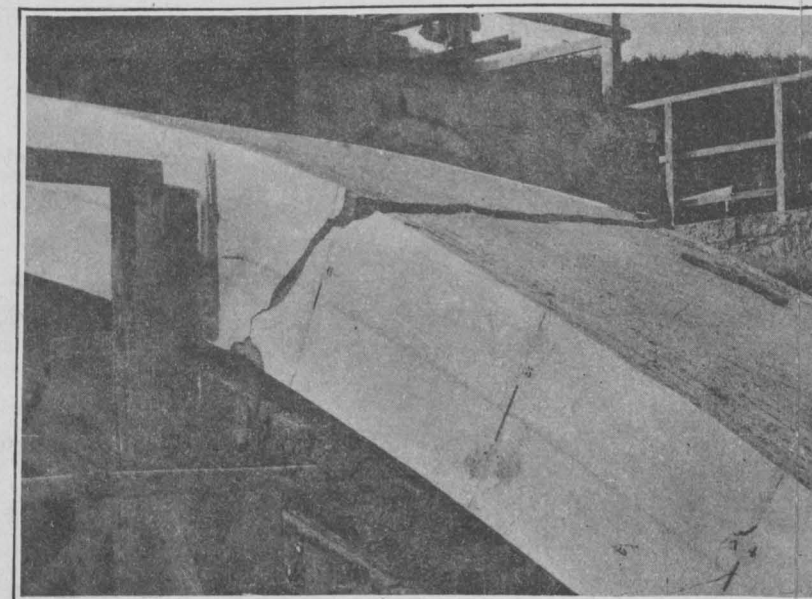


Fig. 9. Monierbogen.

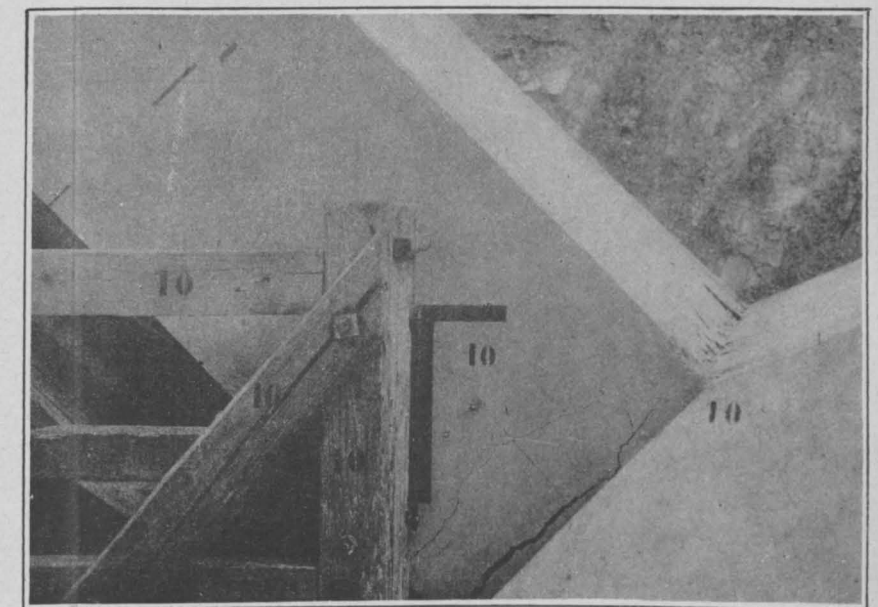


Fig. 10. Eiserner Bogen

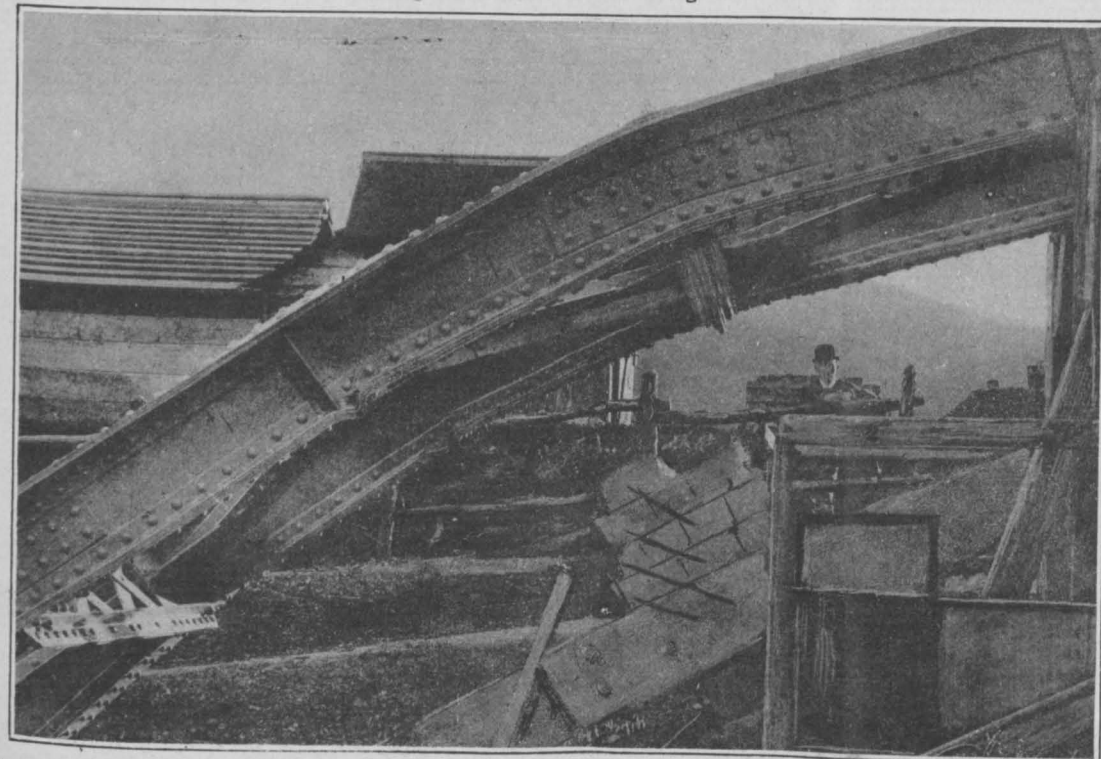


Fig. 11. Eiserner Bogen.

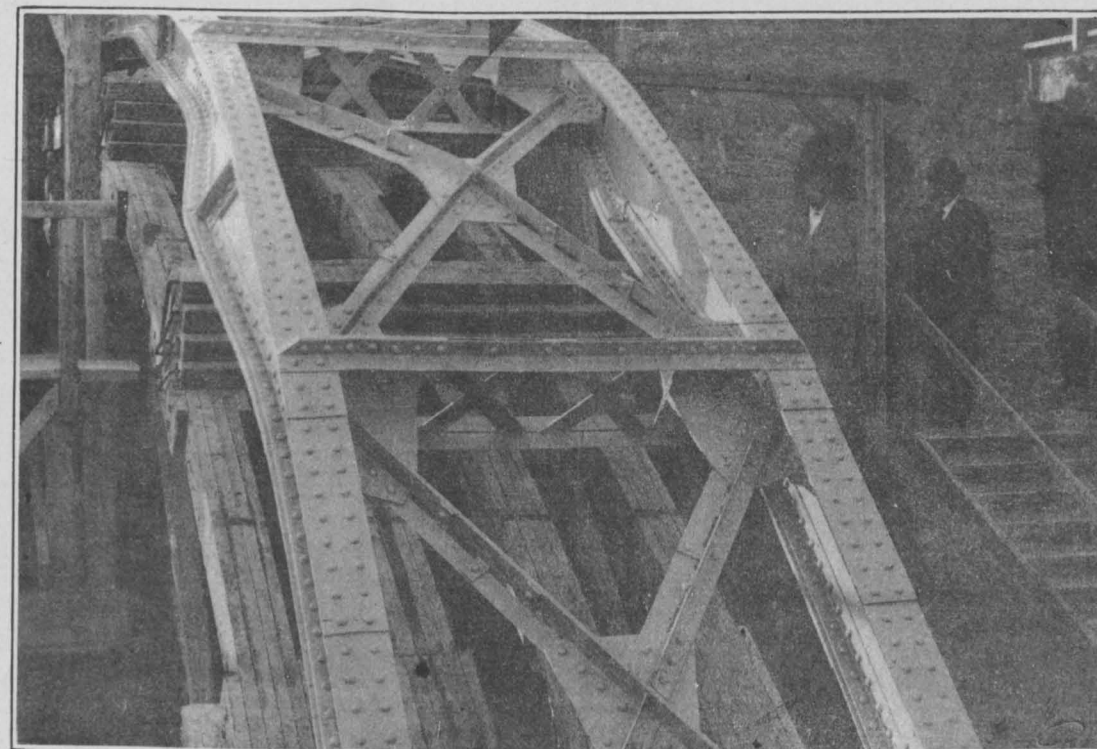
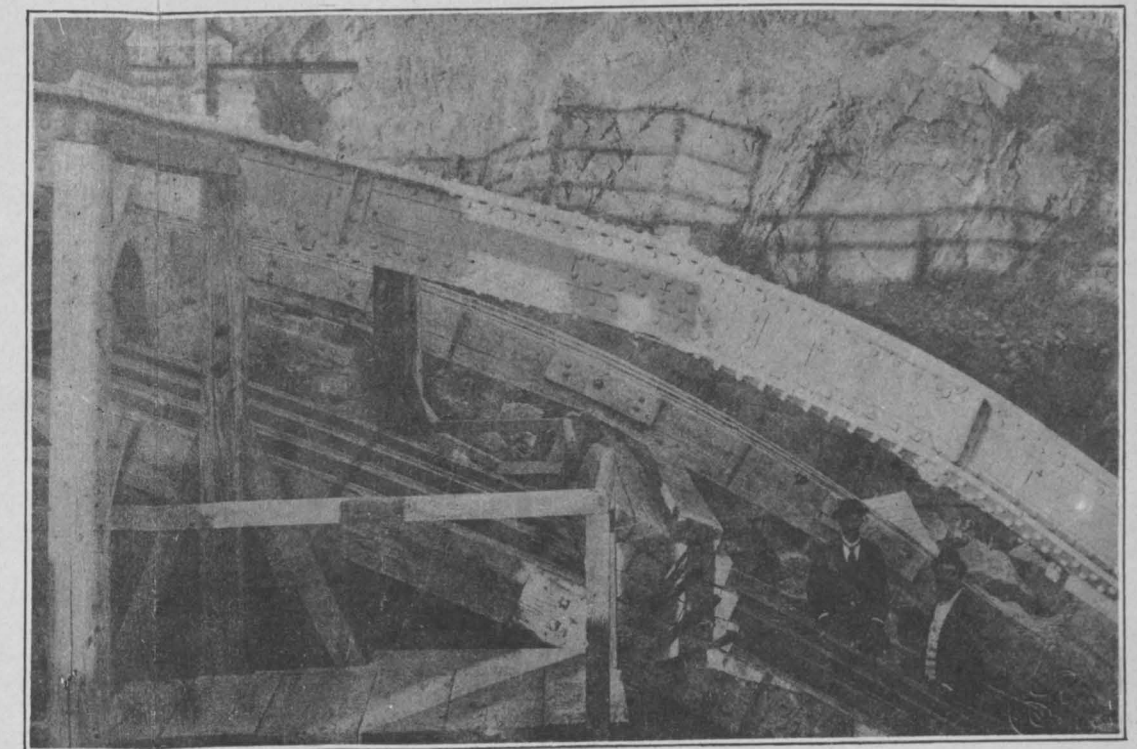


Fig. 12. Eiserner Bogen

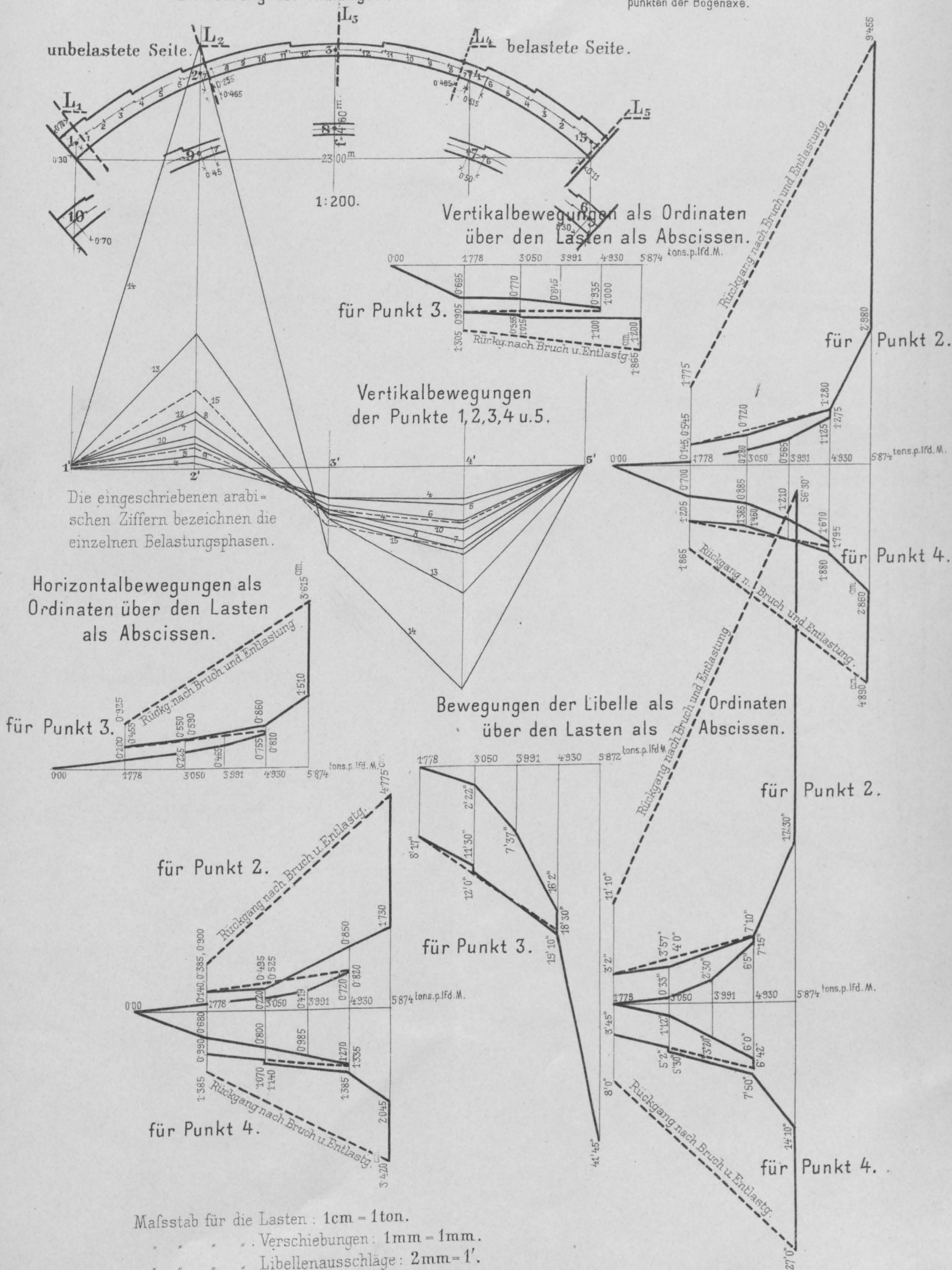




# ZIEGEL-GEWÖLBE.

Einmessung der Fixirungstifte u. Libellen.

Die Fixirungslifte 2,3,u.4 bzw. 7,8,u.9 liegen in den Viertel-  
punkten der Bogenaxe.

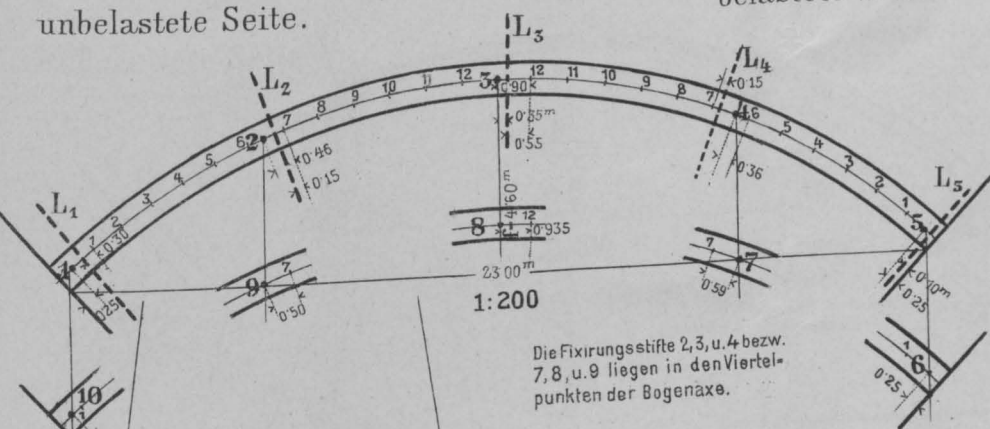


# STAMPFBETON-GEWÖLBE.

Einmessung der Fixirungsstifte u. Libellen.

unbelastete Seite.

belastete Seite.

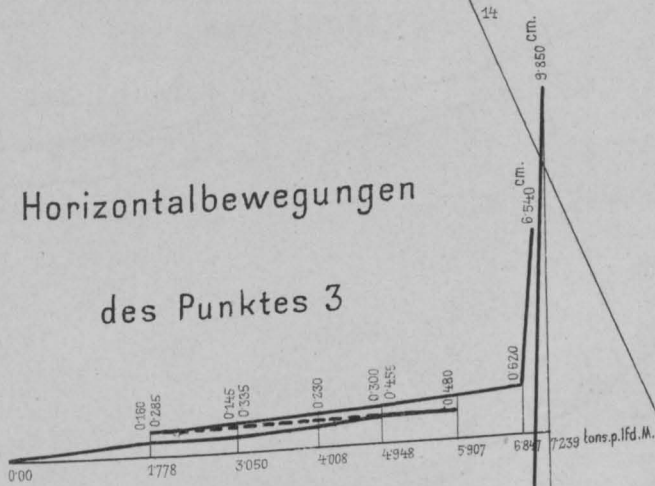


Vertikalbewegungen der Punkte 1, 2, 3, 4 u. 5.

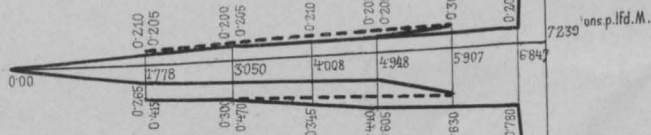
Die eingeschriebenen Ziffern bezeichnen die einzelnen Belastungsphasen.

Horizontalbewegungen

des Punktes 3



des Punktes 2

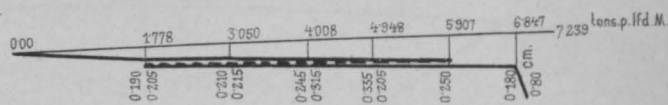


des Punktes 4

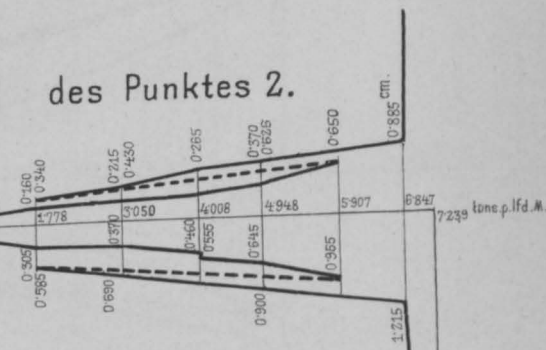
als Ordinaten über den Lasten als Abscissen.

Vertikalbewegungen

des Punktes 3



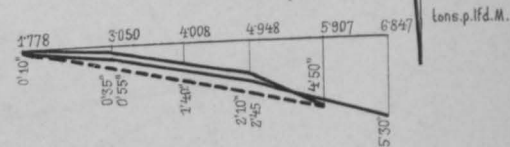
des Punktes 2.



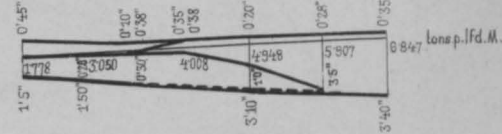
des Punktes 4.

Bewegungen

der Libelle 3



der Libelle 2.



der Libelle 4

Maßstab für die Kräfte: 1 cm = 1 ton.

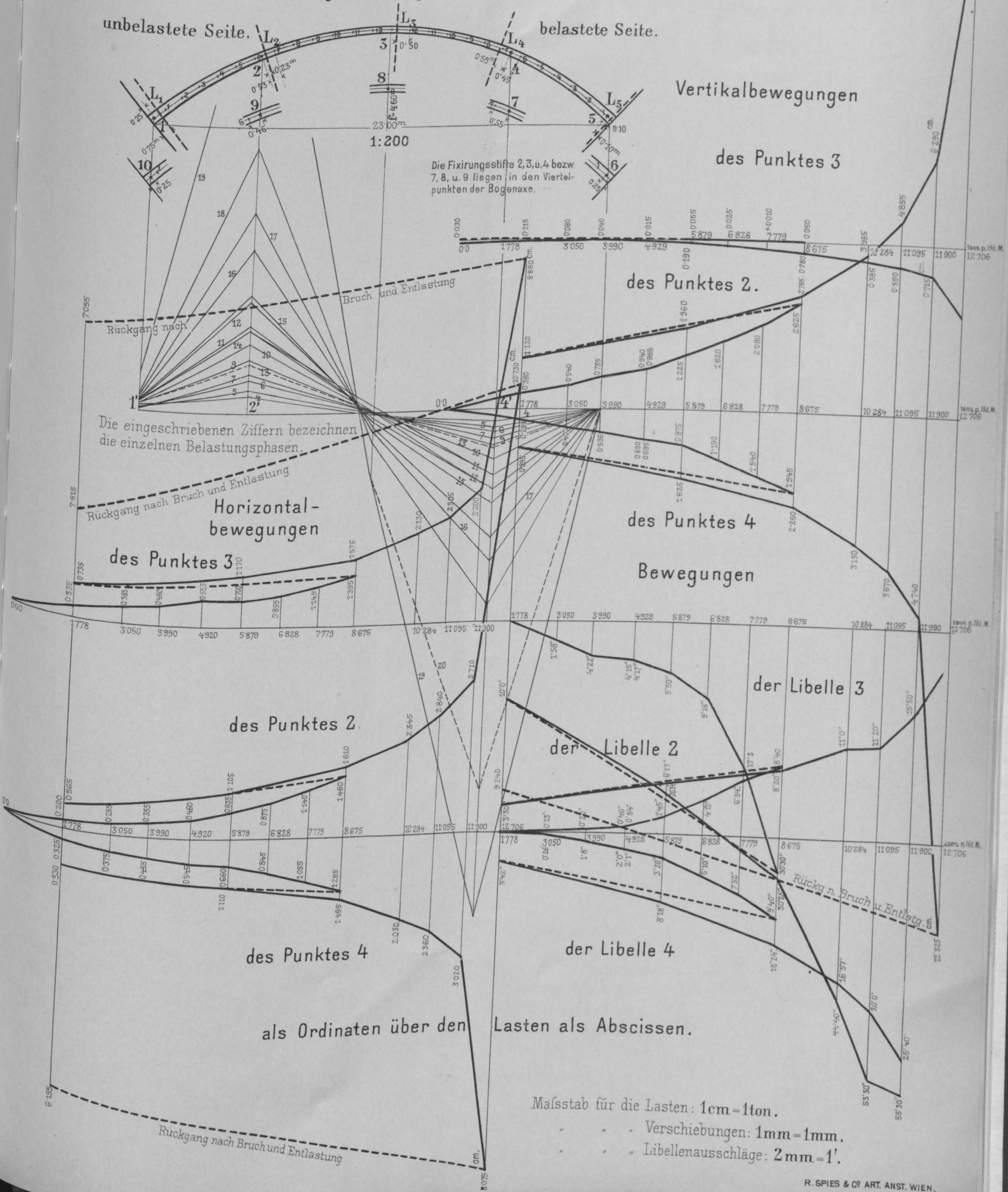
Verschiebungen: 1 mm = 1 mm.

Libellenausschläge: 2 mm = 1'.

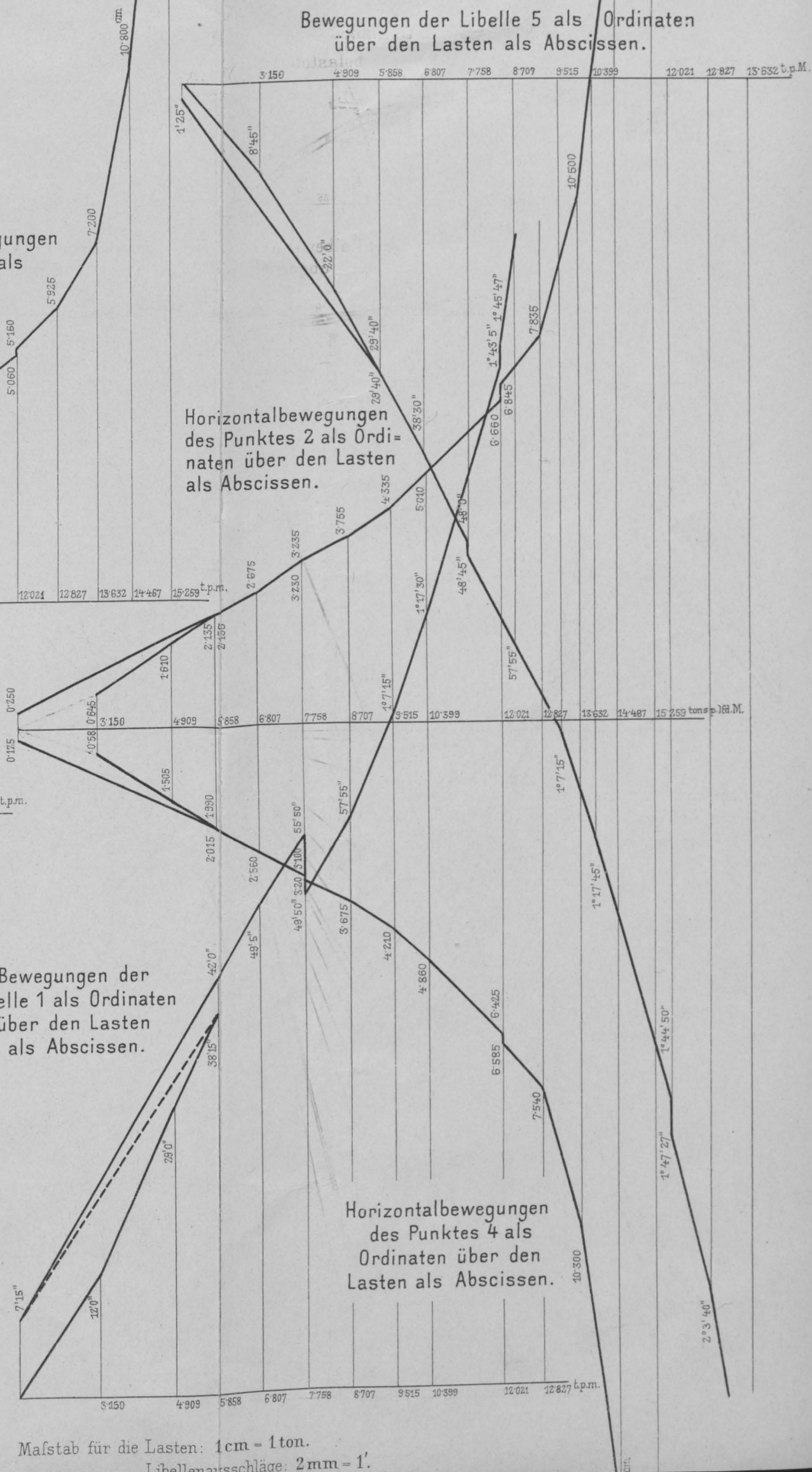
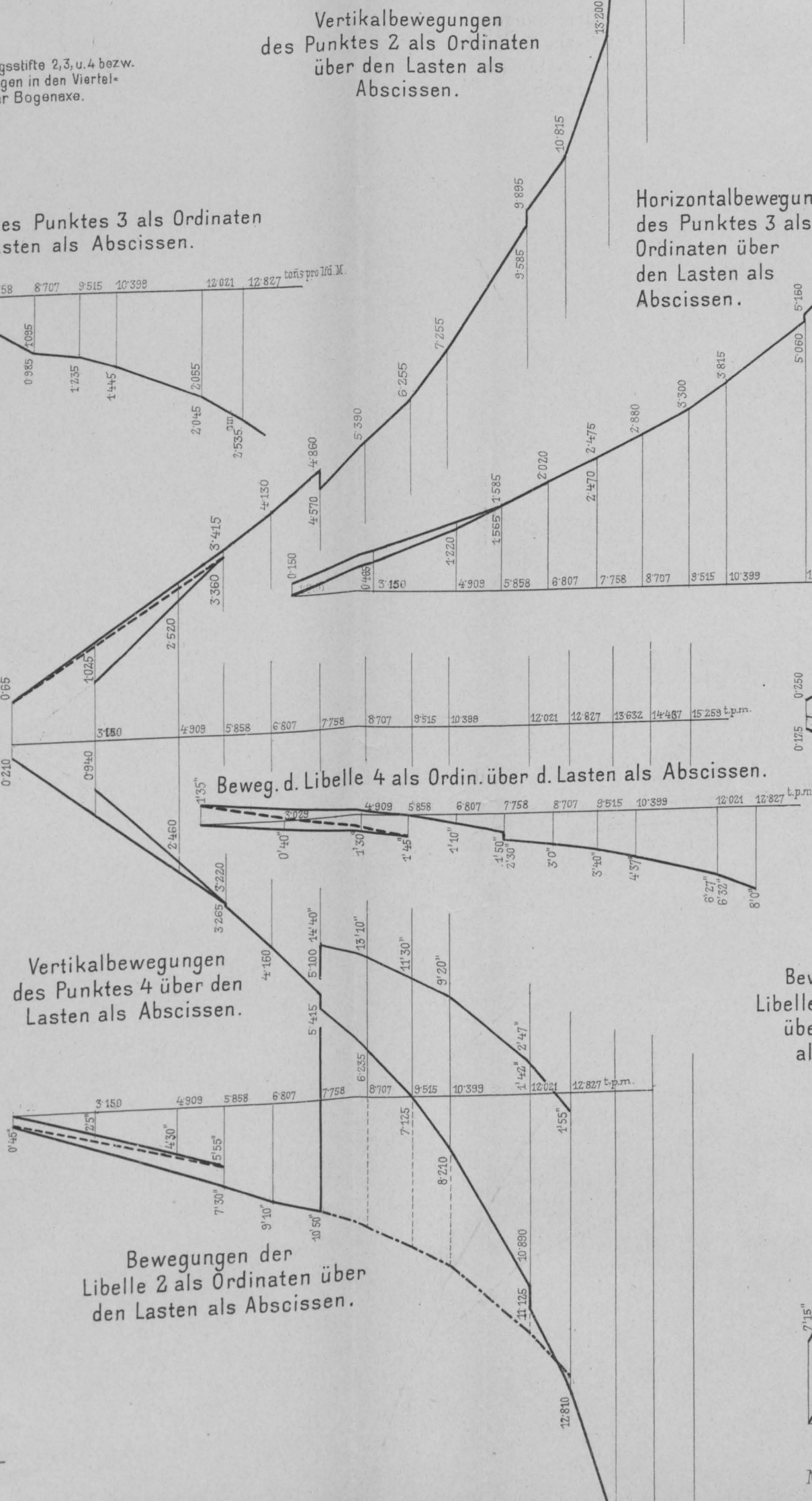
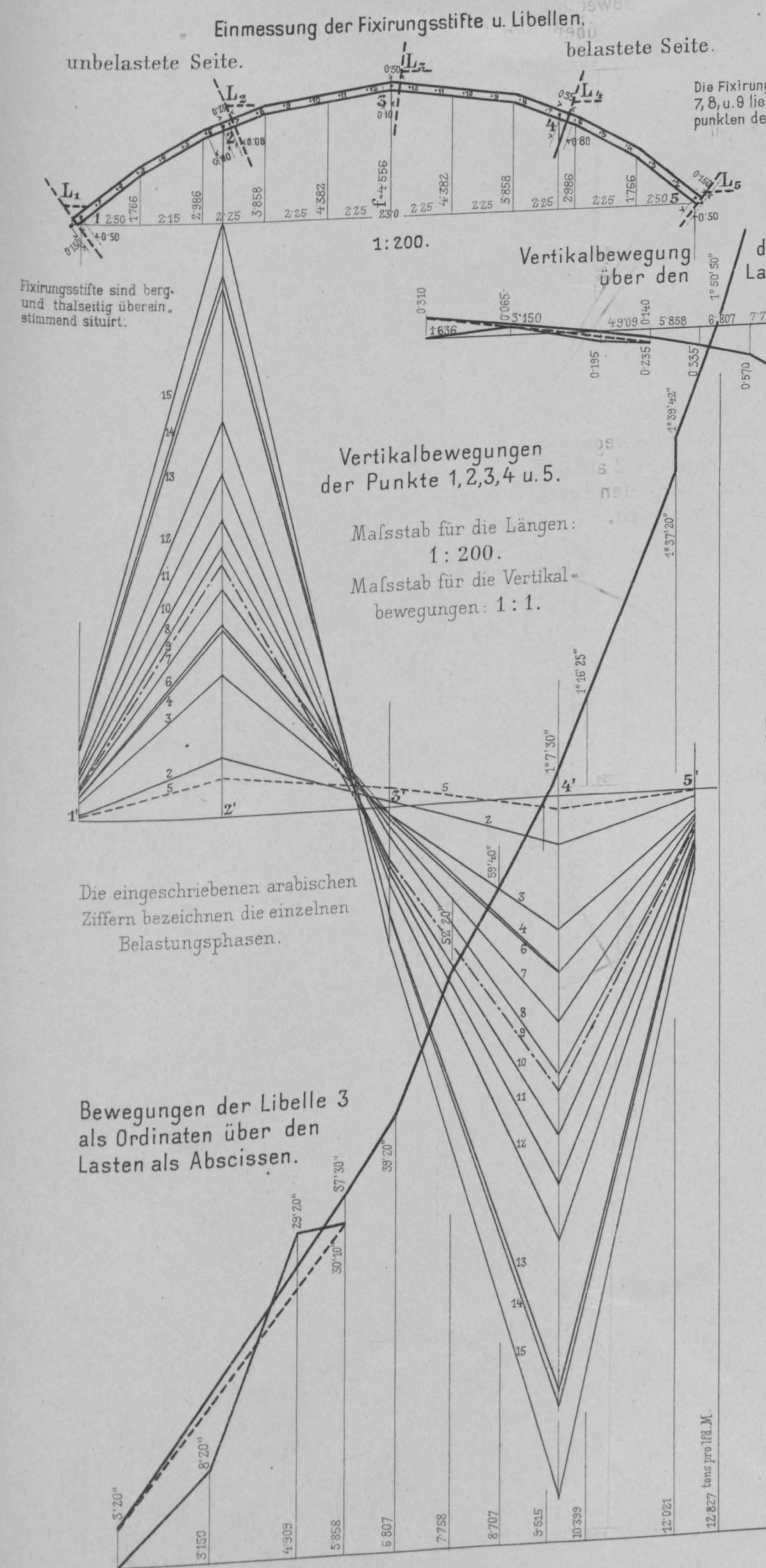


# MONIER-GEWÖLBE.

Einmessung der Fixierungsstifte u. Libellen.









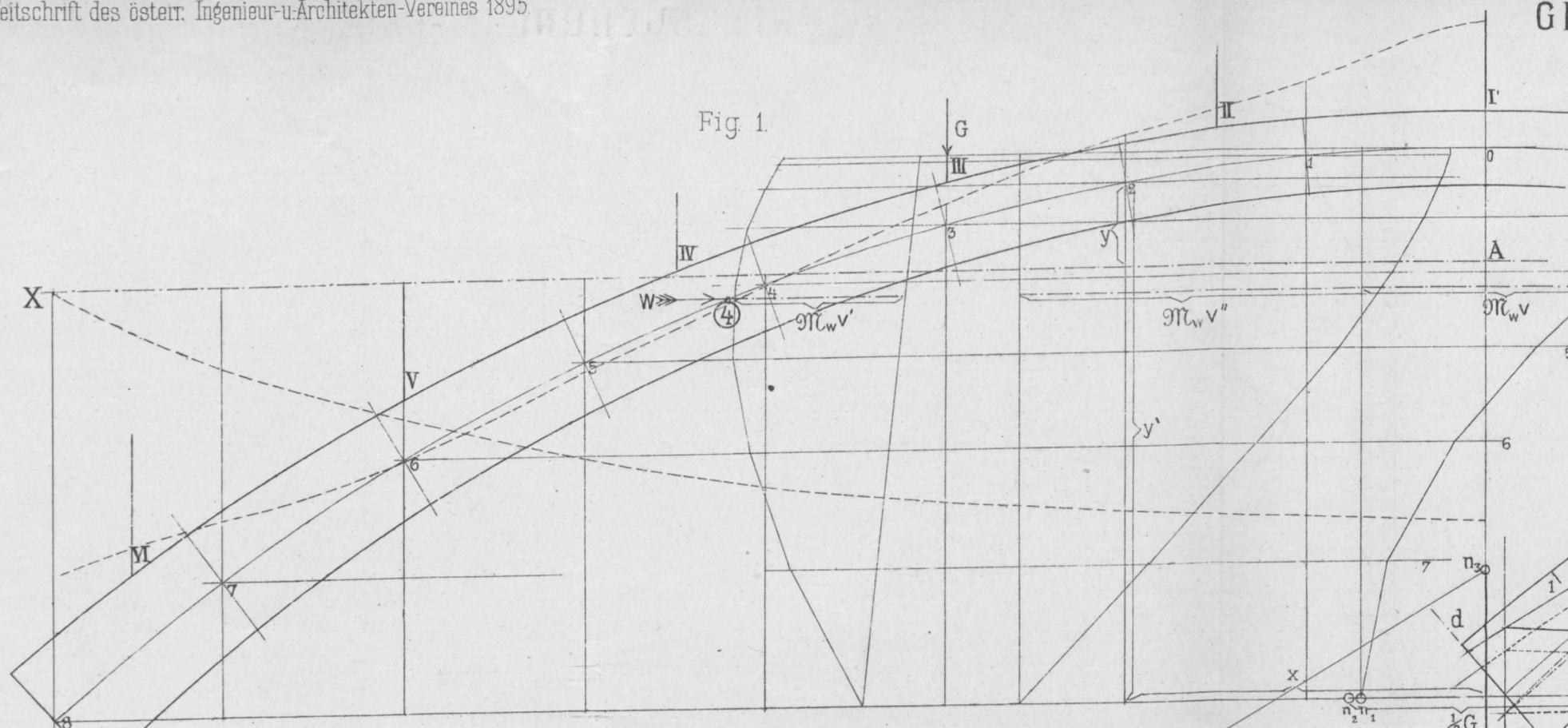


Fig. 1.

Fig 5

Fig. 2 Einflusslinie des Horizontalschubes.

Fig. 4. Einflusslinie  $X''-H.z_0$

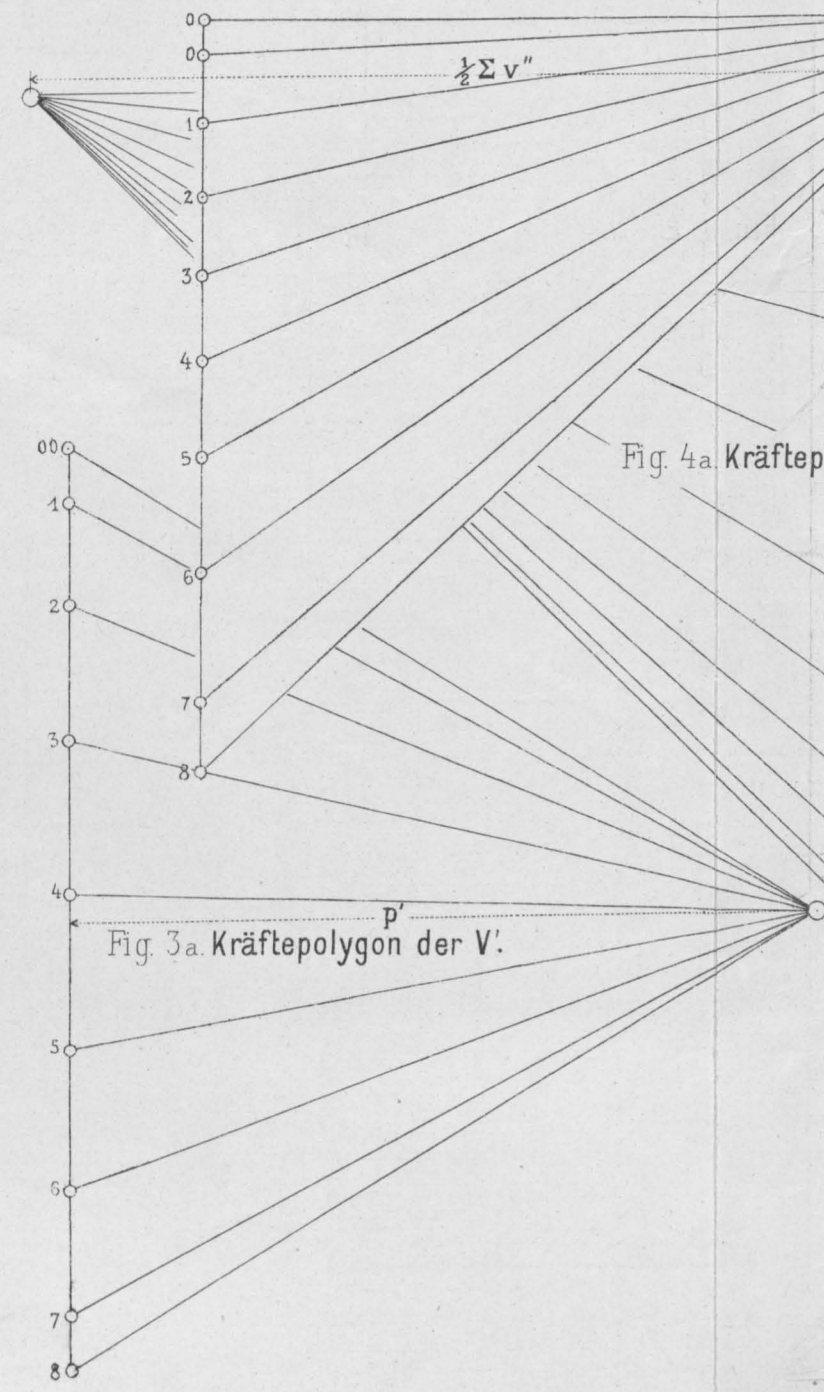
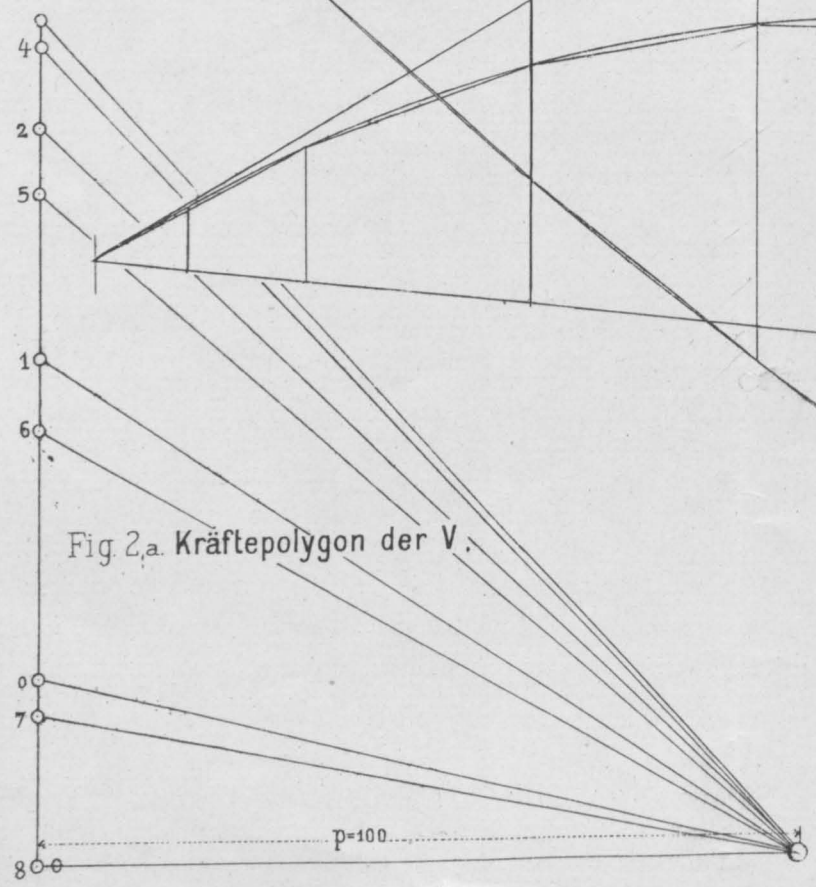
Fig. 3. Einflusslinie  $X'-H \frac{m_2-m_1}{1}$

Fig 2.a. Kräftepolygon der V.

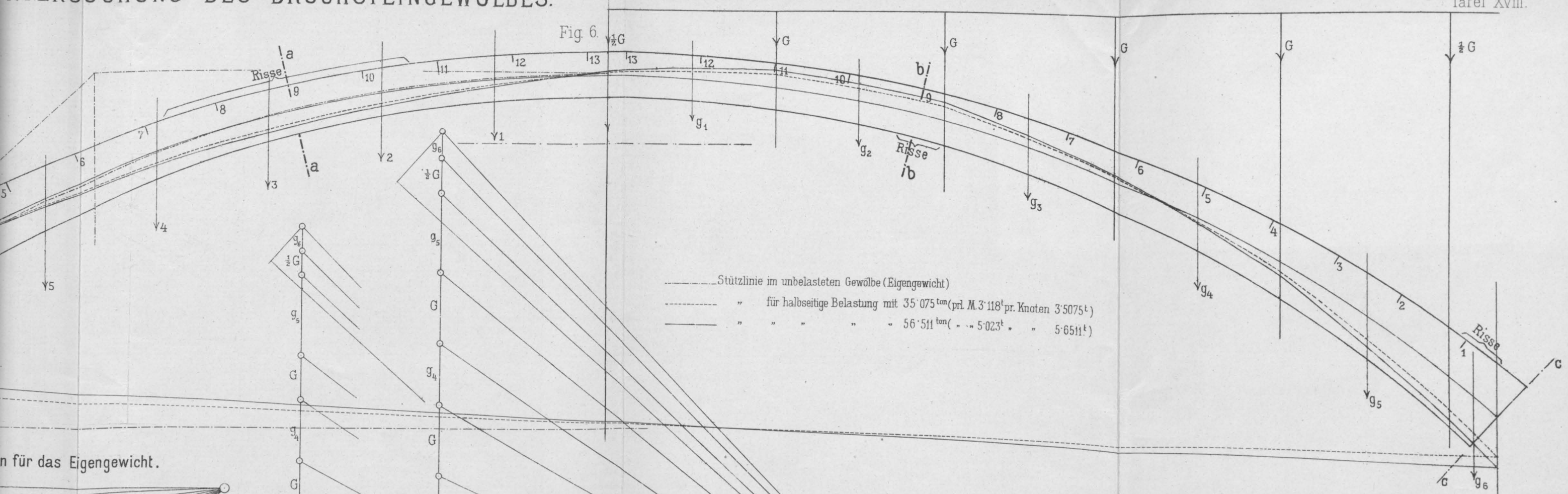
Fig. 7. Kräftepolygon für das Eigengewicht

Fig. 4a. Kräftep

Fig 3a. Kräftepolygon der V.







n für das Eigengewicht.

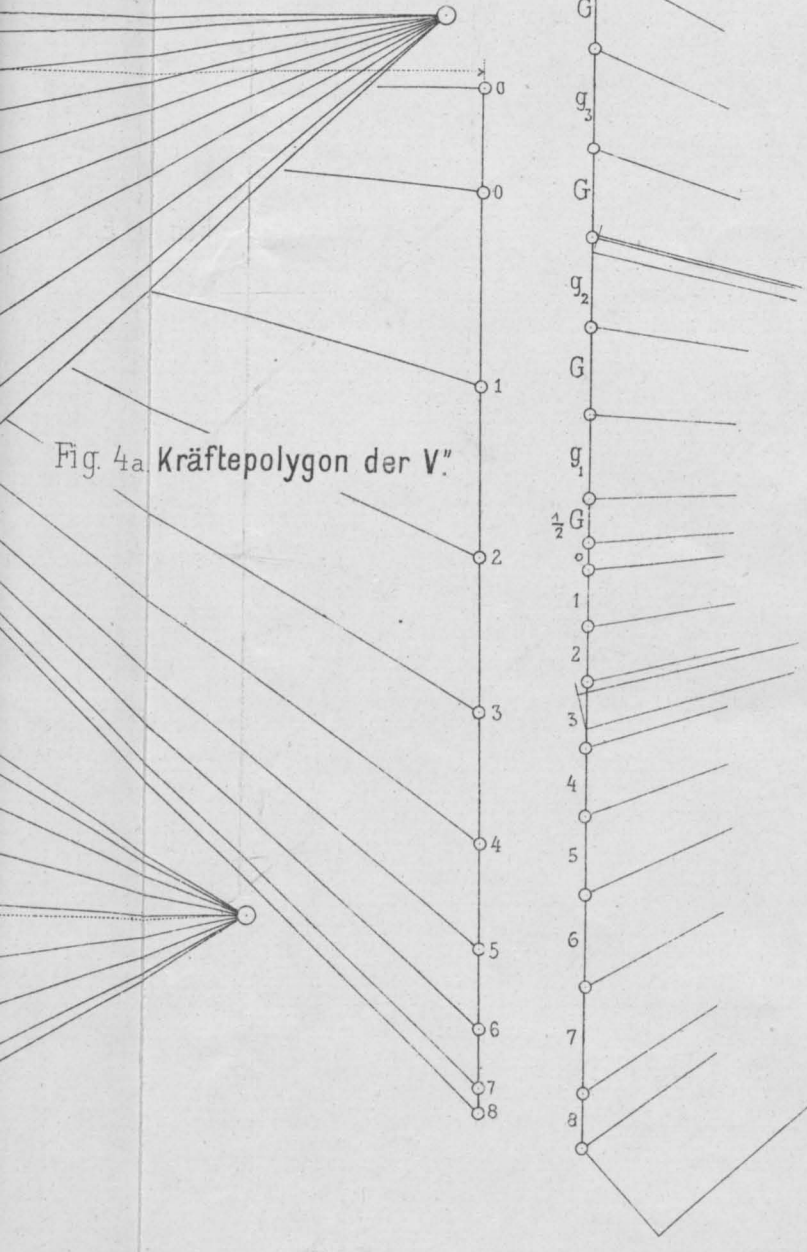


Fig. 8 u. 9. Kräftepolygone für halbseitige Belastung.

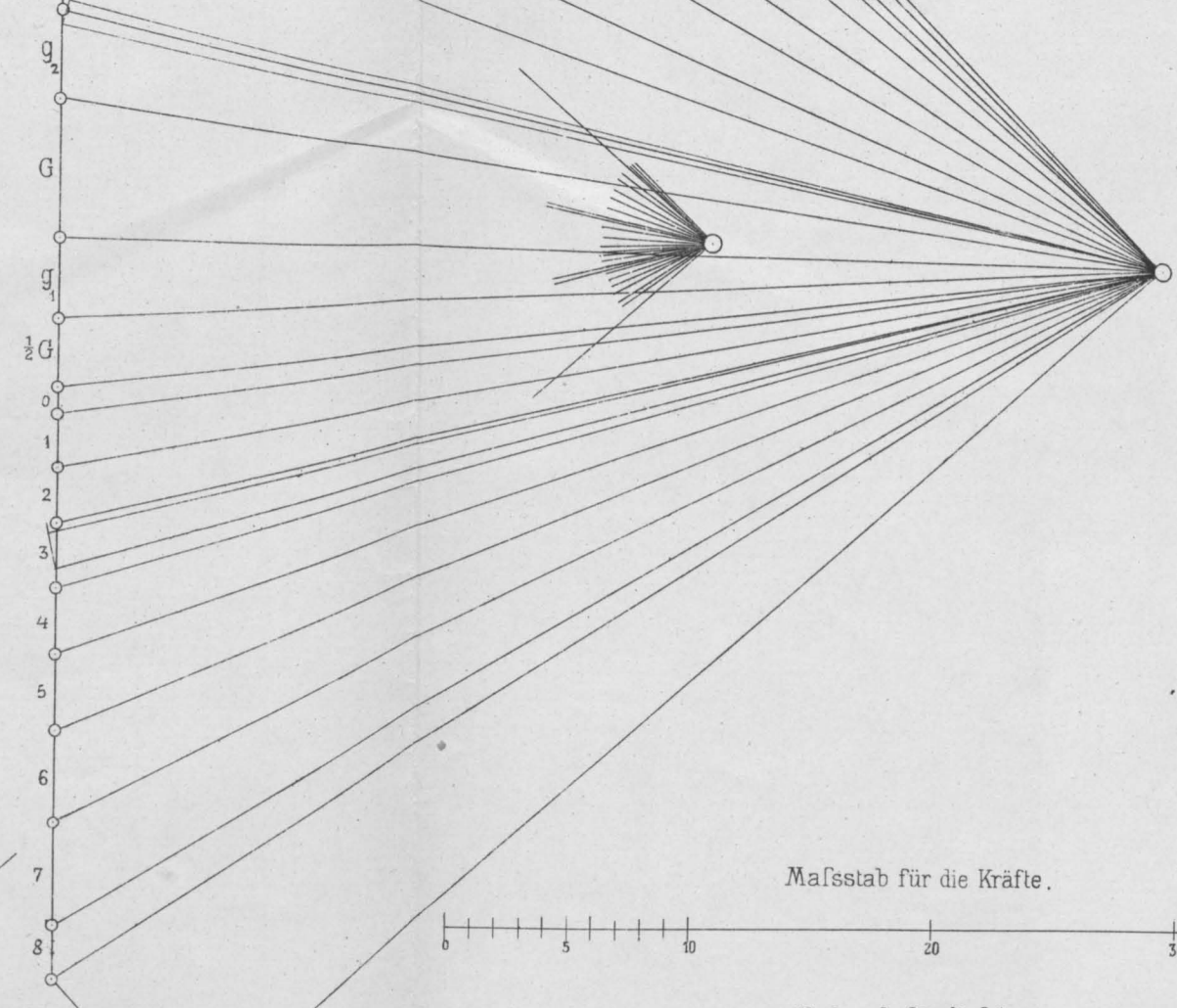


Fig. 10. Spannungen im Querschnitt aa.

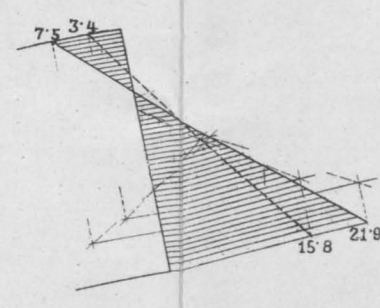
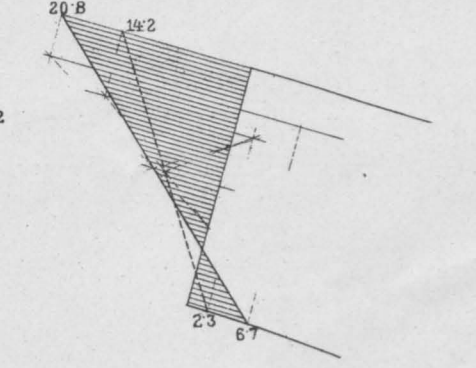


Fig. 11. Spannungen im Querschnitt bb.



Spannungen im Kämpferquerschnitt dd

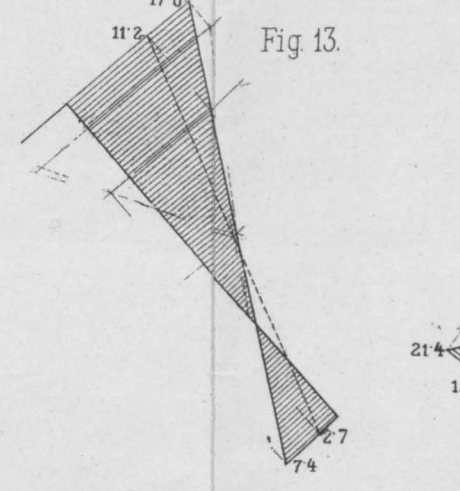
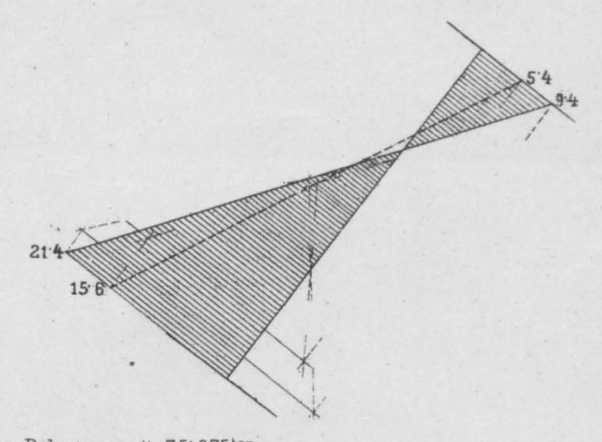
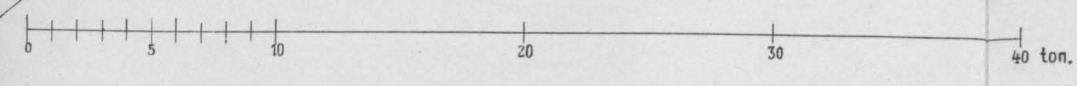


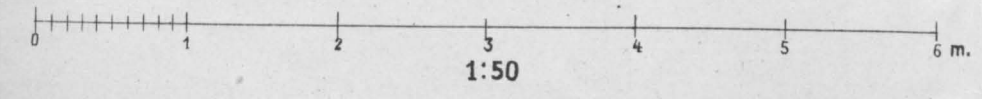
Fig. 12. Spannungen im Kämpferquerschnitt cc.



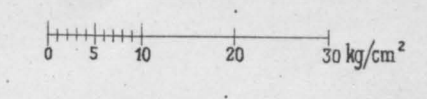
Mafsstab für die Kräfte.



Mafsstab für die Längen



Mafsstab für die Spannungen.





GRAPHOSTATISCHE UNTERSUCHUNG DES BRUCHSTEINGEWÖLBES.

Fig. 1.

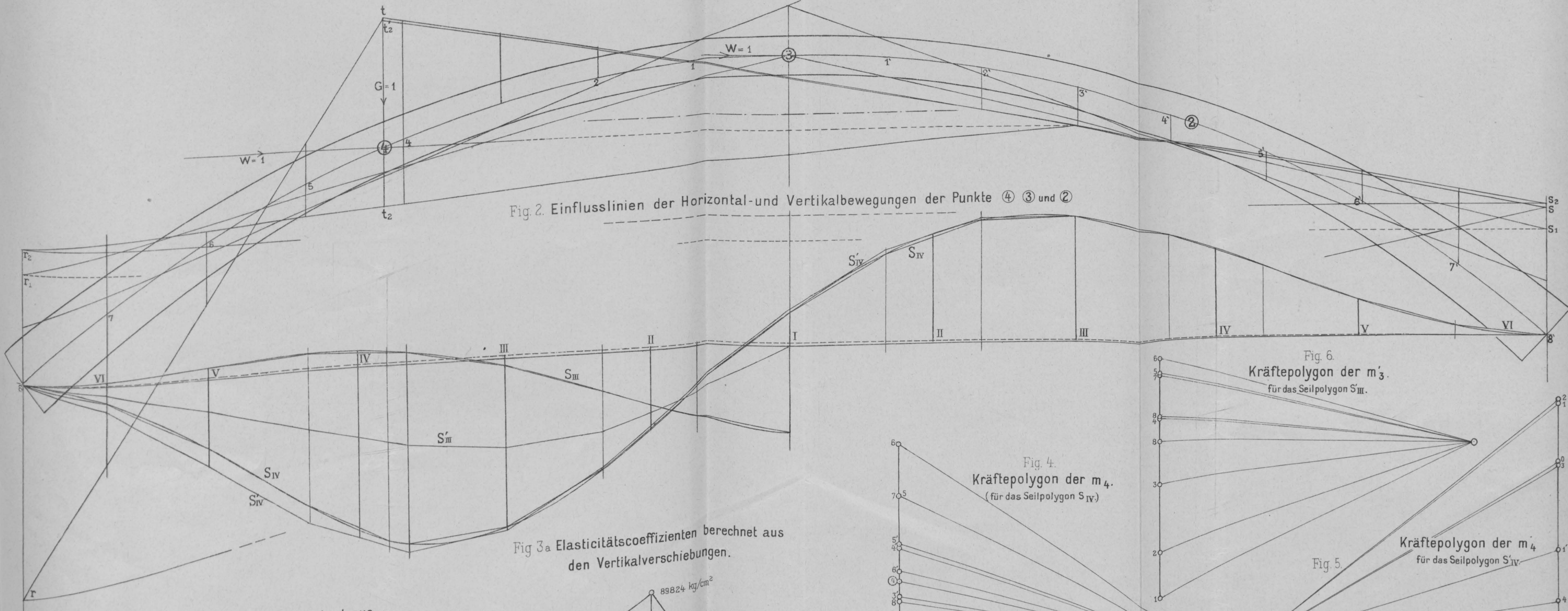


Fig 3a Elastizitätskoeffizienten berechnet aus den Vertikalverschiebungen.

Fig. 3b. Elastizitätskoeffizienten berechnet aus den Horizontalverschiebungen.

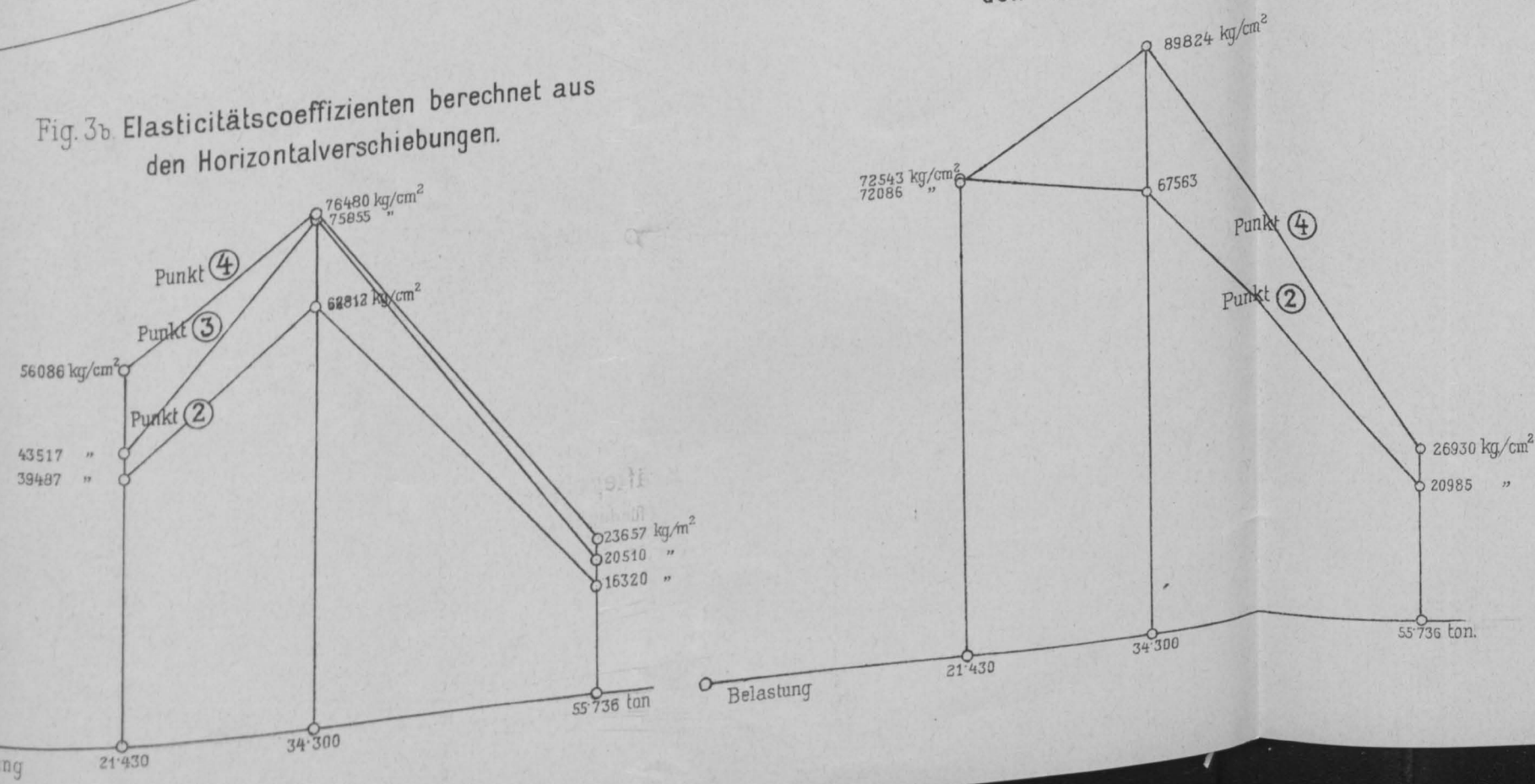


Fig. 4.  
Kräftepolygon der  $m_4$ .  
(für das Seilpolygon  $S_{IV}$ )

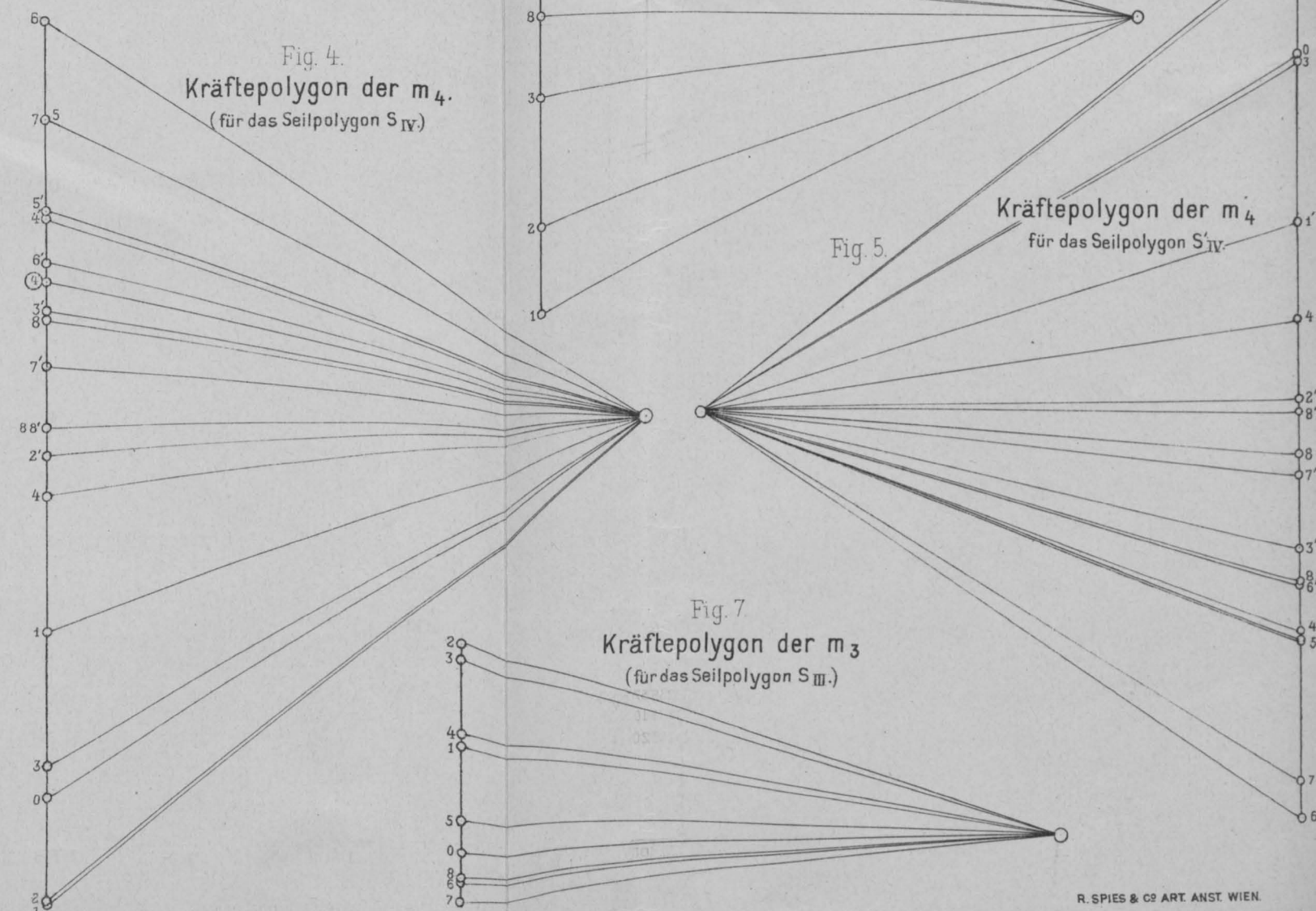
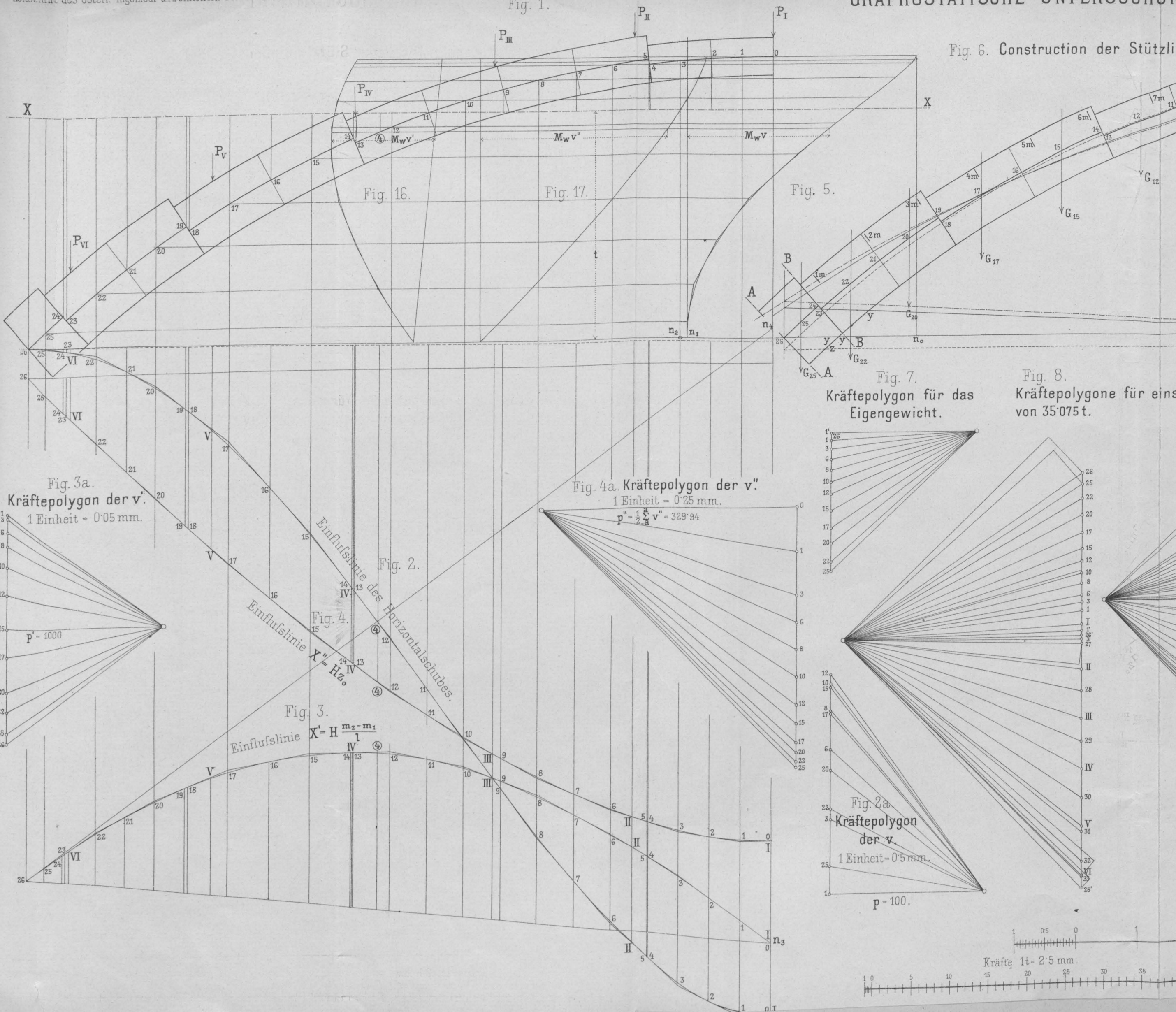


Fig. 7  
Kräftepolygon der  $m_3$   
(für das Seilpolygon  $S_{III}$ .)



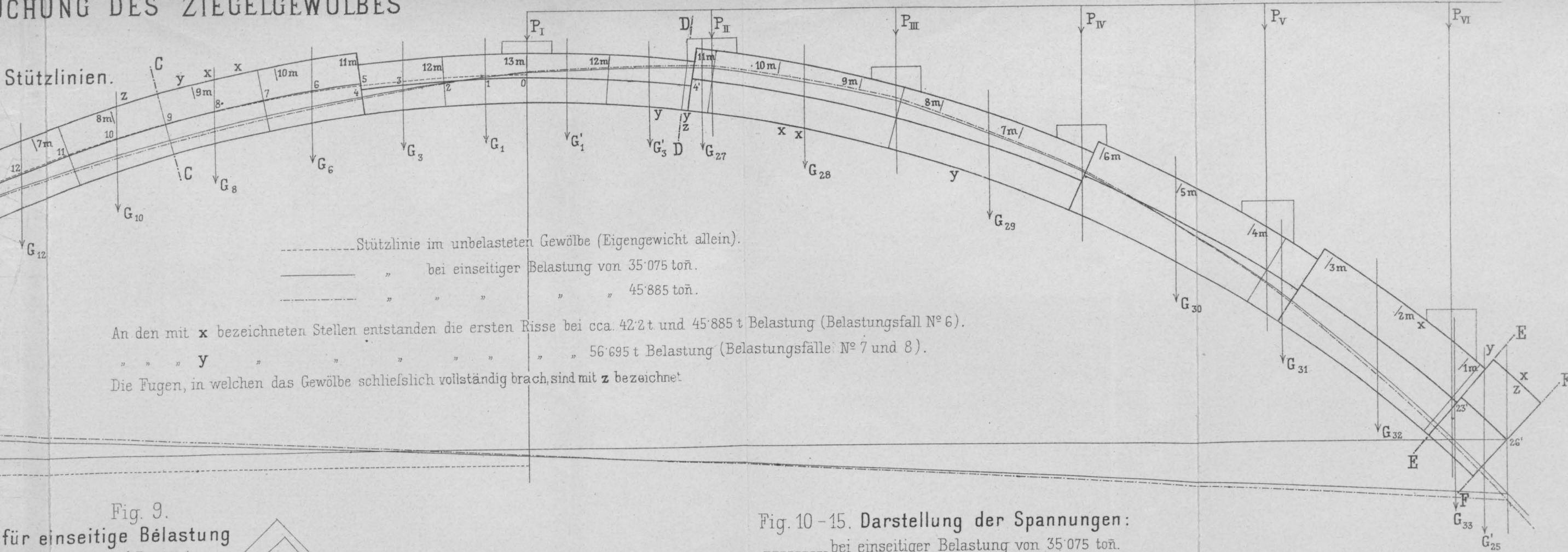
Fig. 1.

Fig. 6. Construction der Stützli





Stützlinien.



----- Stützlinie im unbelasteten Gewölbe (Eigengewicht allein).  
 ----- " bei einseitiger Belastung von 35'075 toñ.  
 ----- " " " " " 45'885 toñ.

An den mit **x** bezeichneten Stellen entstanden die ersten Risse bei cca. 42'2 t und 45'885 t Belastung (Belastungsfall N° 6).

" " " **y** " " " " " 56'695 t Belastung (Belastungsfälle N° 7 und 8).

Die Fugen, in welchen das Gewölbe schließlich vollständig brach, sind mit **z** bezeichnet.

Fig. 9.  
für einseitige Belastung  
von 45'885 t.

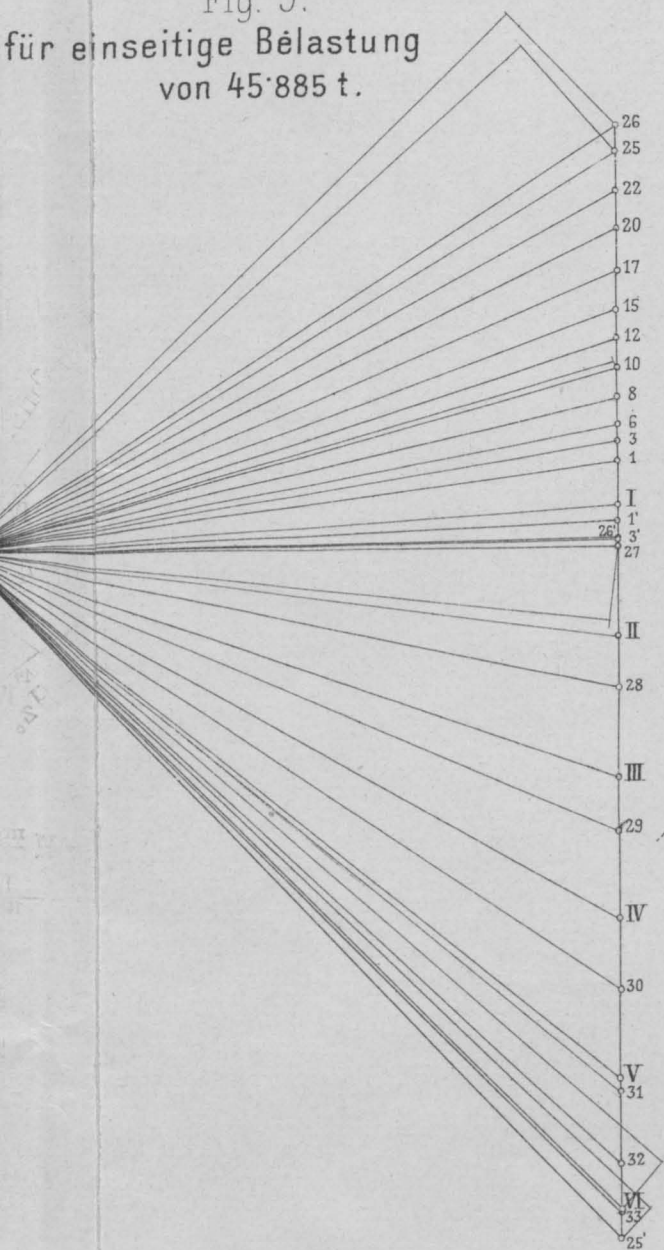


Fig. 10-15. Darstellung der Spannungen:

----- bei einseitiger Belastung von 35'075 toñ.  
 ----- " " " " " 45'885 toñ.

Fig. 11.

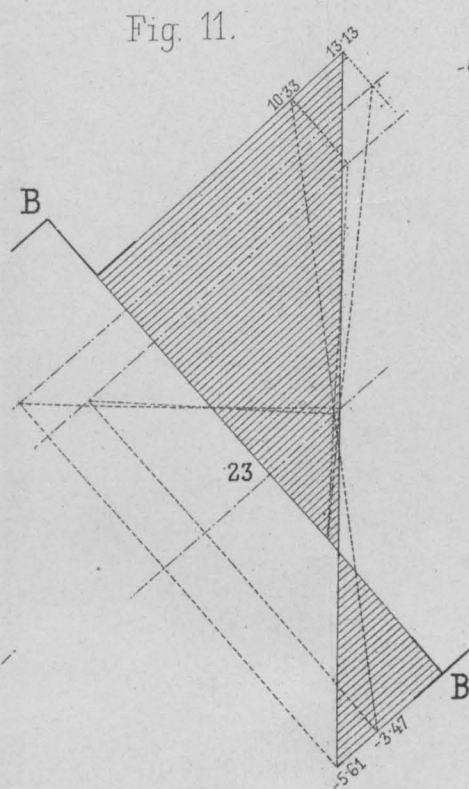


Fig. 12.

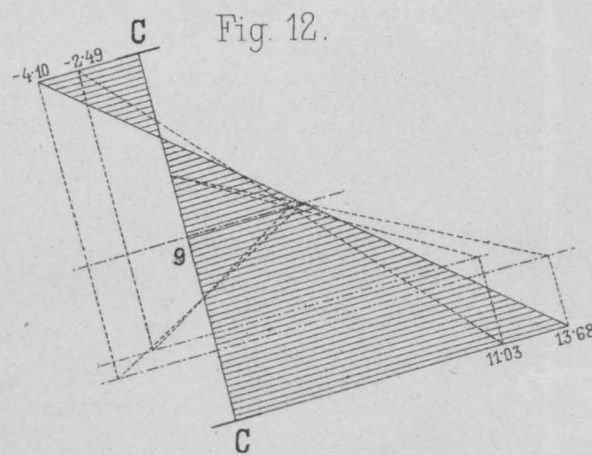


Fig. 13.

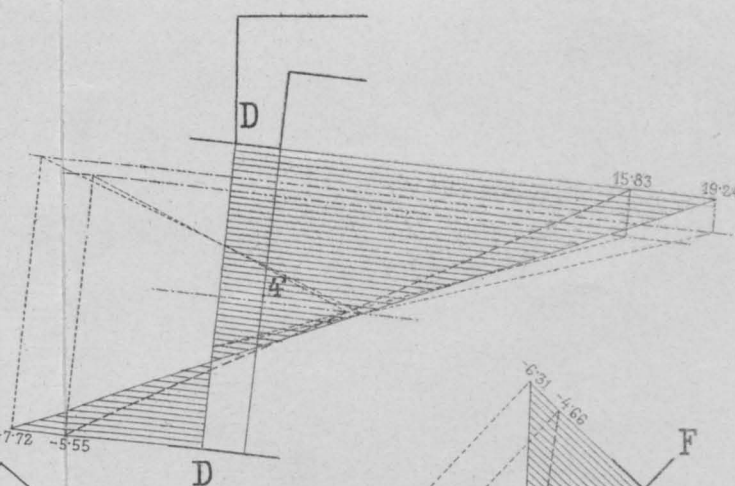


Fig. 14.

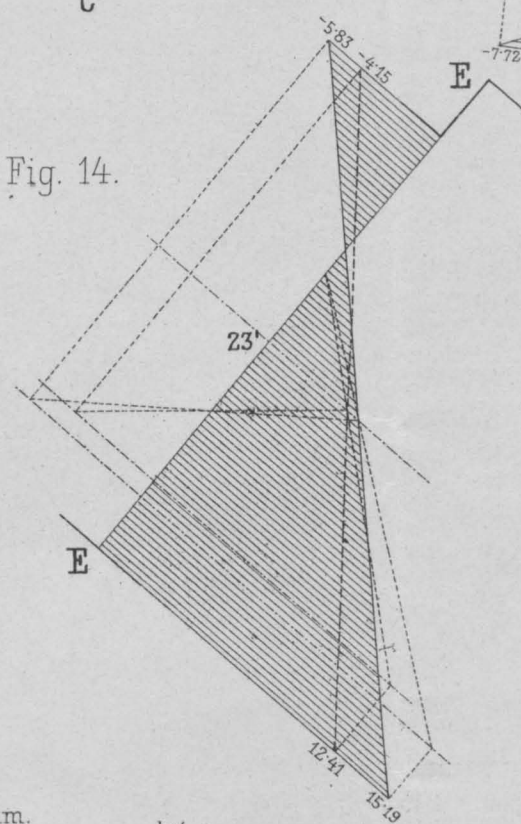
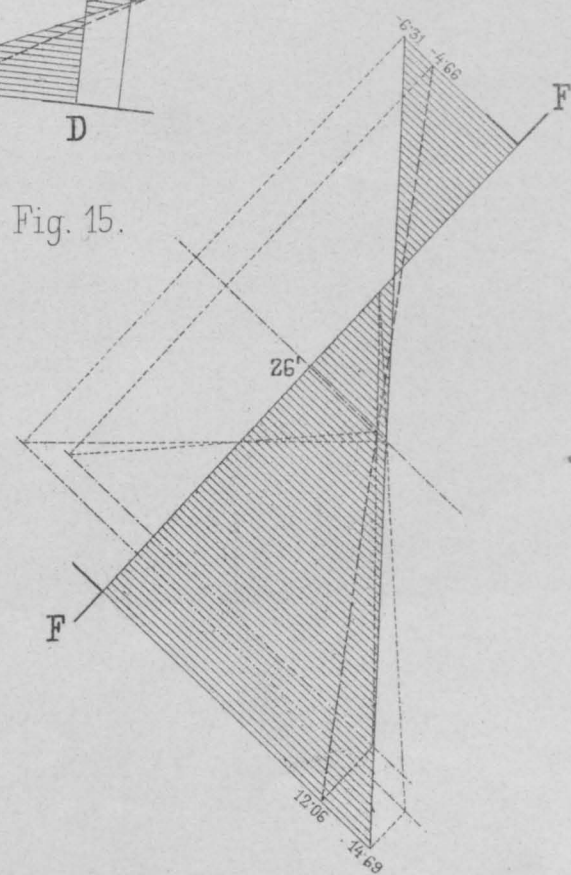


Fig. 15.



Mafsstäbe.

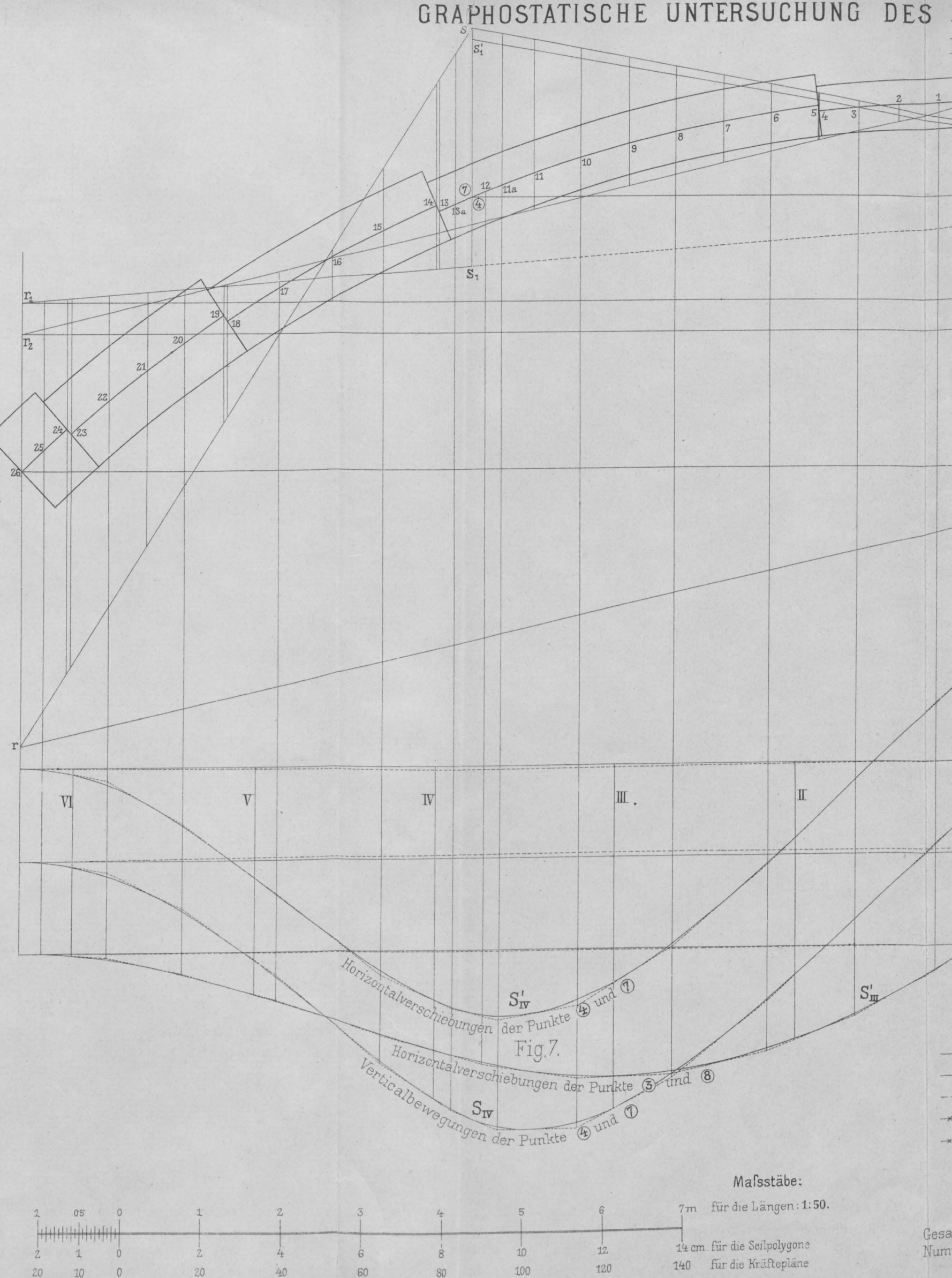
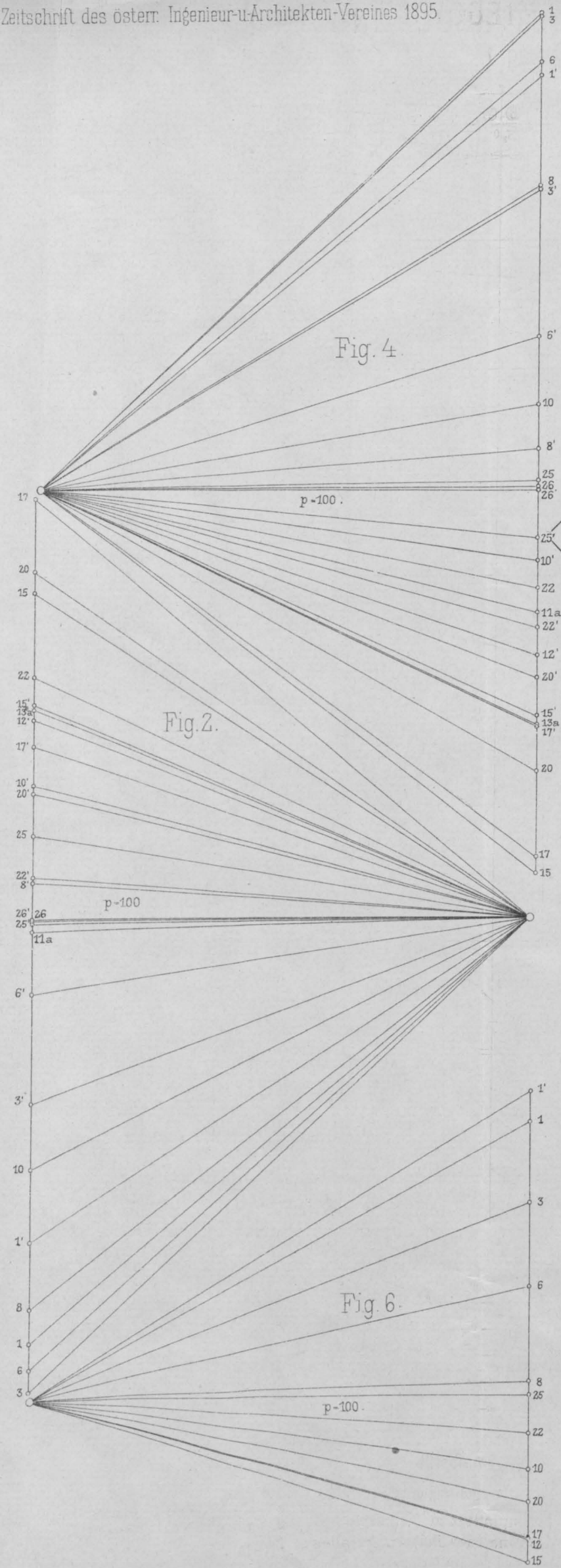
Längen 1:50 (Fig. 1 und 6)

Querschnitte 1:15 (Fig. 10-15)

Spannungen 1 kg/cm<sup>2</sup> = 3 1/3 mm.

20 kg/cm<sup>2</sup>





Maßstäbe:

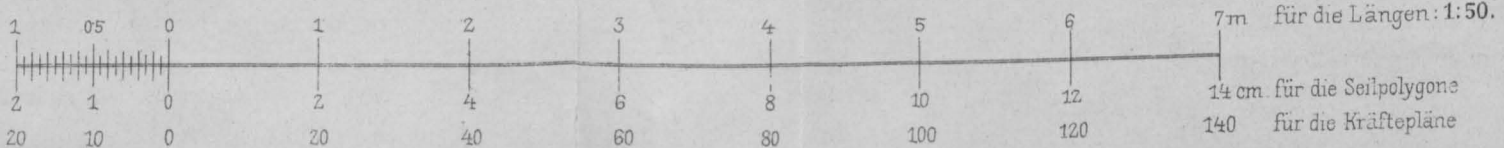


Fig 1.

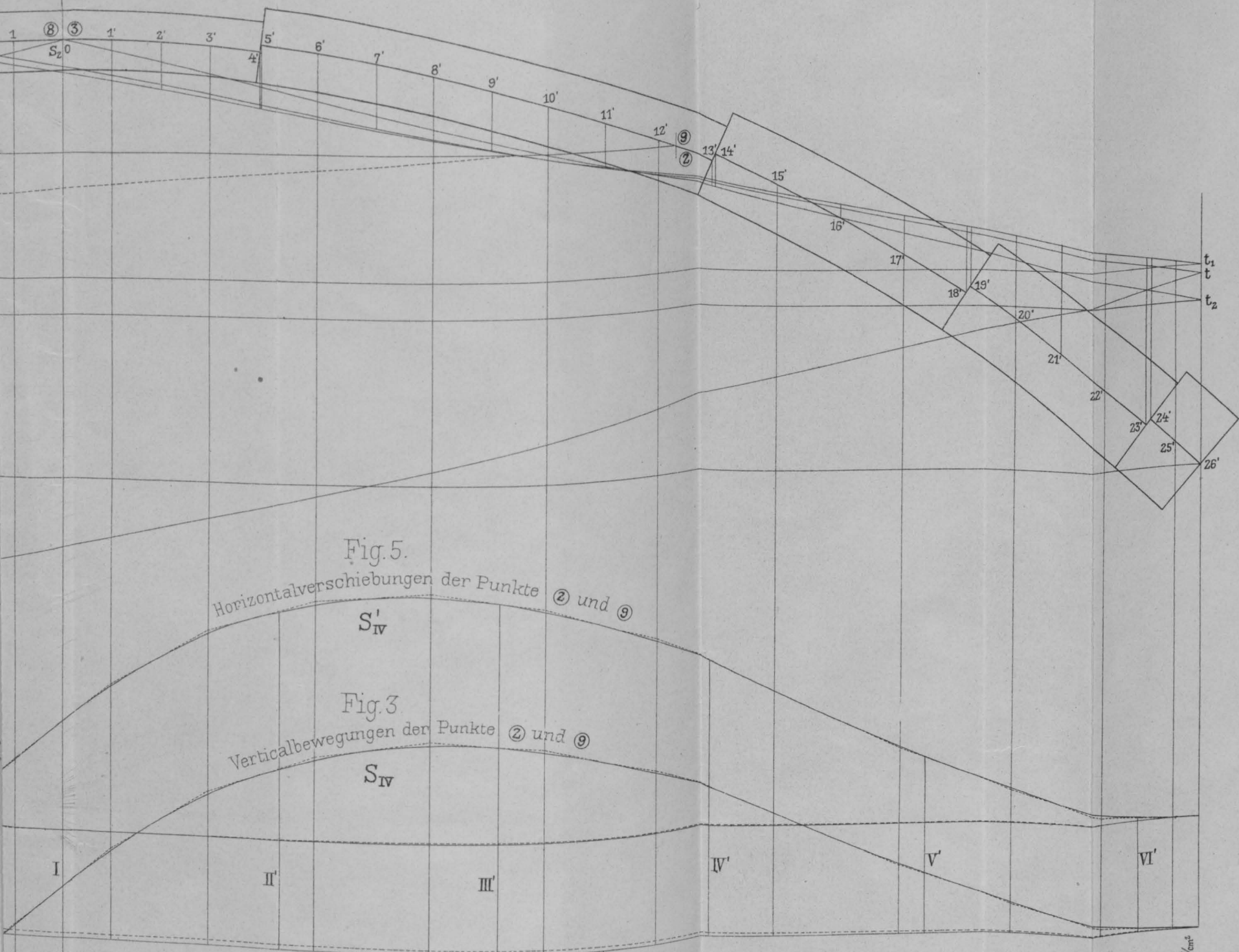


Fig. 5.

Horizontalverschiebungen der Punkte ② und ⑨

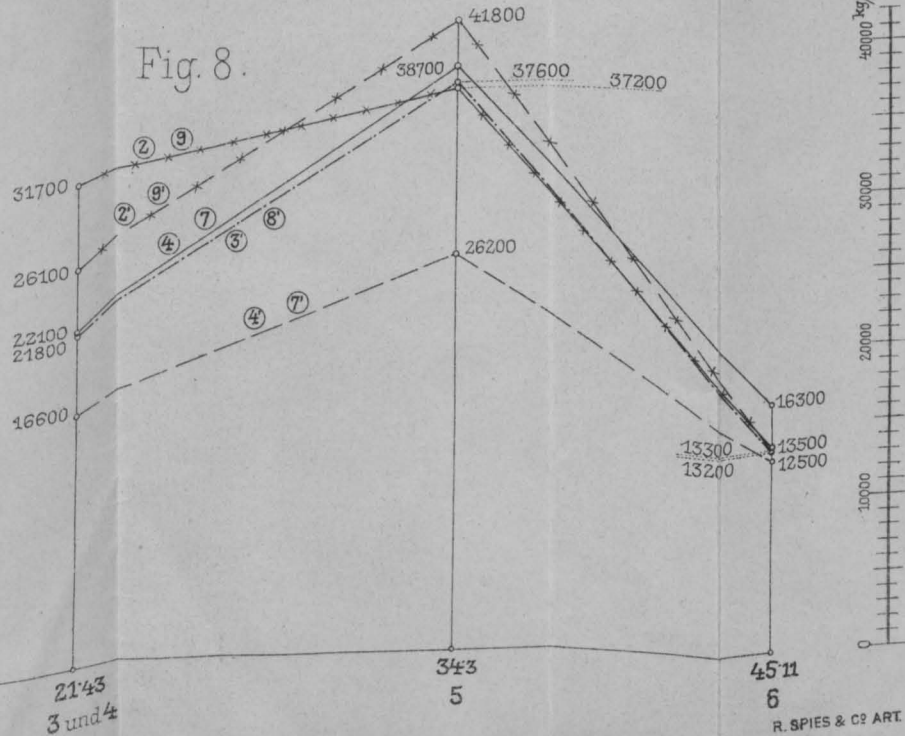
$S'_{IV}$

Fig. 3.

Verticalbewegungen der Punkte ② und ⑨

$S_{IV}$

Fig. 8.



Aus den Verschiebungen berechnete  
Formänderungscoefficienten.

Punkte: Richtung der Verschiebung:

—	④ und ⑦	vertical	} Belastete
- - -	" "	horizontal	
- - -	③ " ⑧	"	} Gewölbseite
- - -	" " ⑨	"	
- x - x -	② " ⑥	vertical	} Unbelastete
- x - x -	" " ⑦	horizontal	
- x - x -	" " ⑧	"	} Gewölbseite
- x - x -	" " ⑨	"	

Gesamtlast in Tonnen:

Nummer des Belastungsfalles:

0  
2



# STATISCHE UNTERSUCHUNG DES BETON-GEWÖLBES.

Spannungsvertheilungen kg/cm<sup>2</sup>

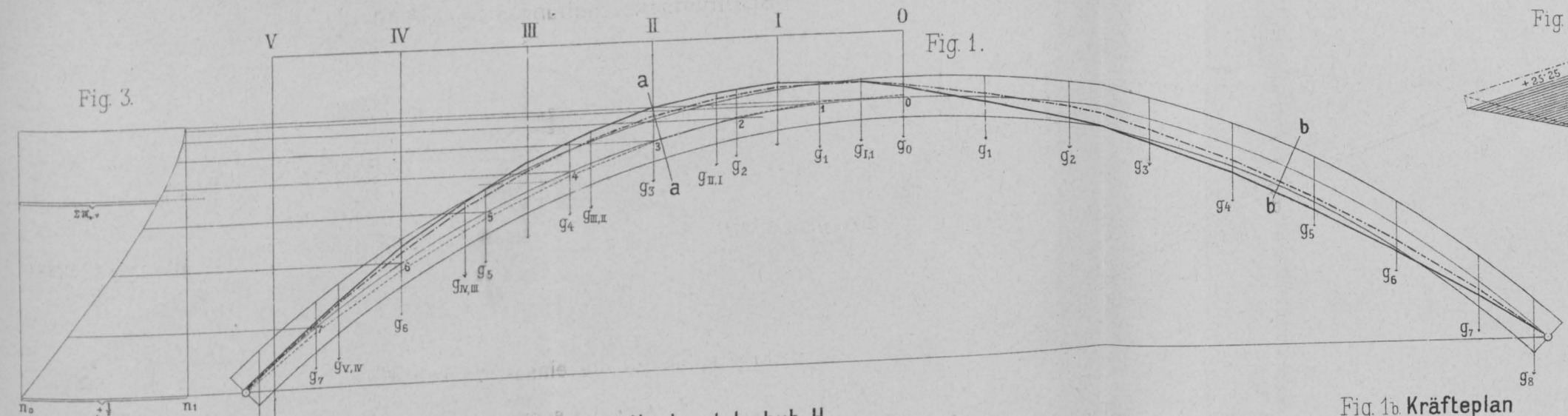
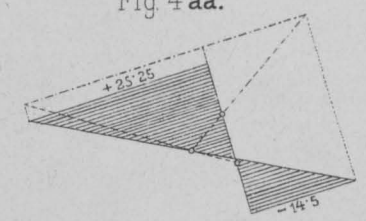


Fig. 3.

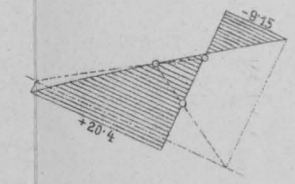
Fig. 4 aa.

Fig. 5 bb.

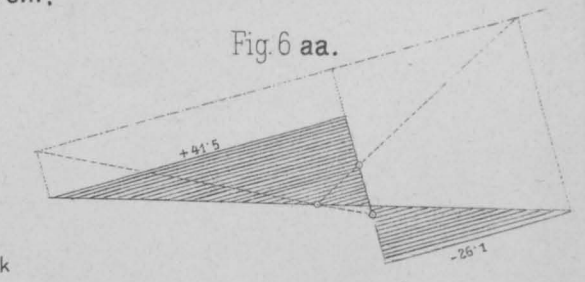
Fig. 6 aa.



Ständerlast 3'507t.



+ Druck  
- Zug



Ständerlast 6'793t.

Fig. 2 Einflusslinie für den Horizontalschub H.

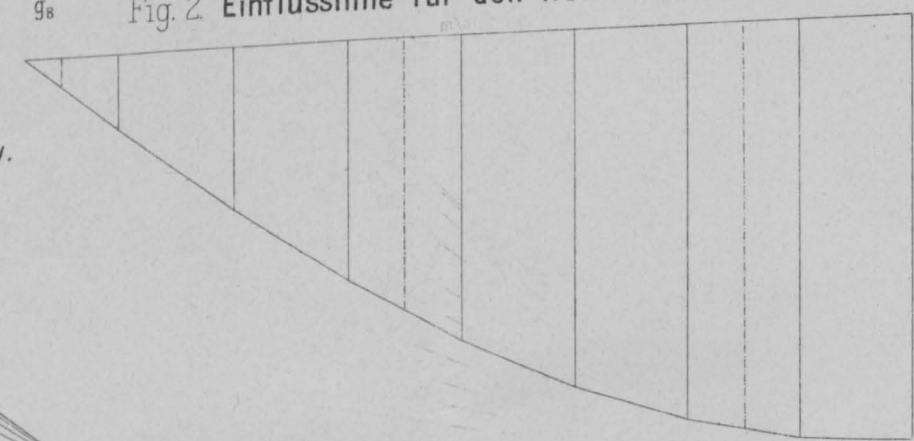


Fig. 2a Kräfteplan der v.

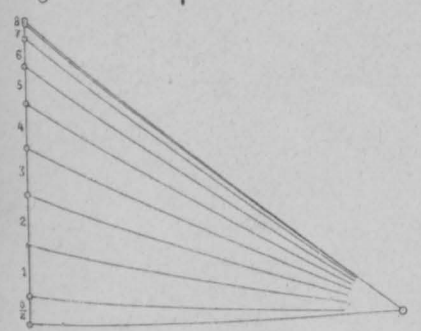


Fig. 1a Kräfteplan für die Eigenlast.  
1 ton = 5 m/m



Fig. 1b Kräfteplan für die einseitige Belastung.  
Ständerlast 3'507t  
1 ton = 3 m/m

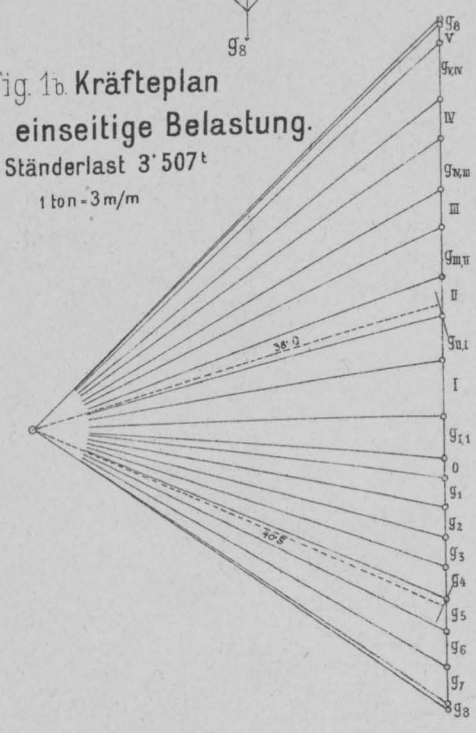


Fig. 1c Kräfteplan für die einseitige Belastung.  
Ständerlast 6'793t  
1 ton = 3 m/m

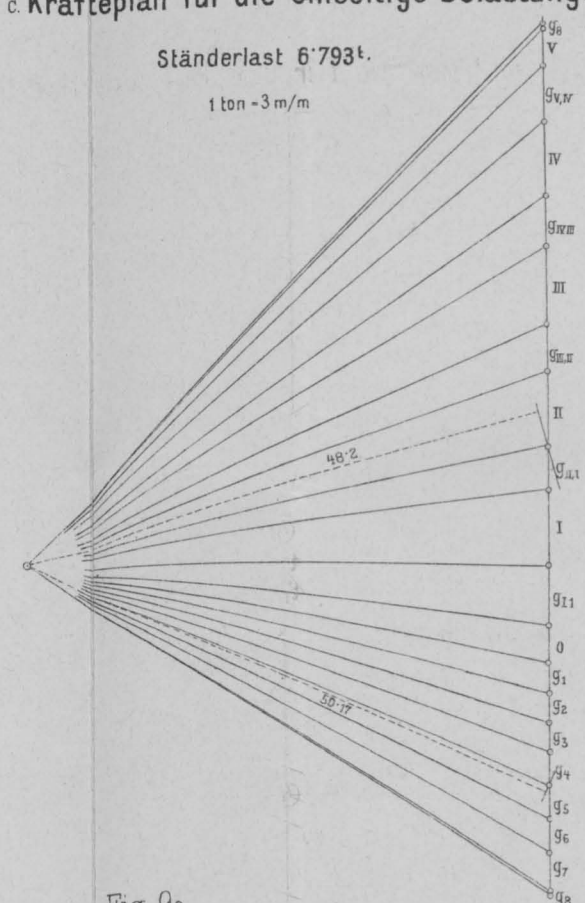
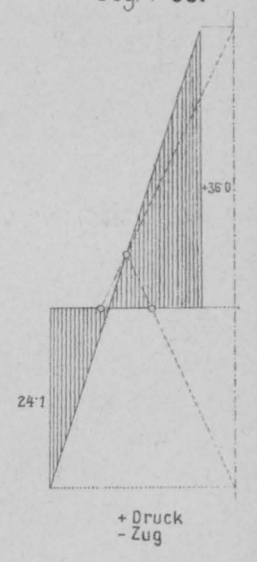


Fig. 7 bb.



Berechnung des Elastizitätskoeffizienten aus den vertikalen Senkungen.

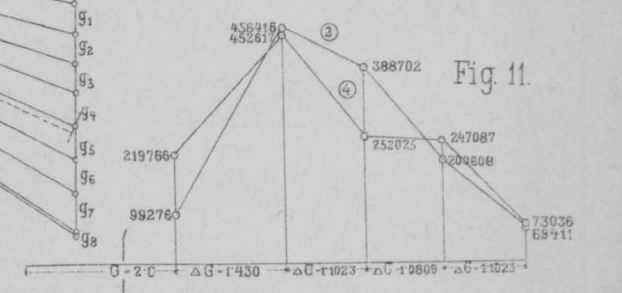
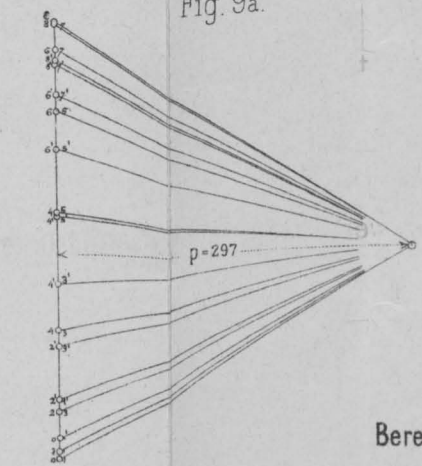
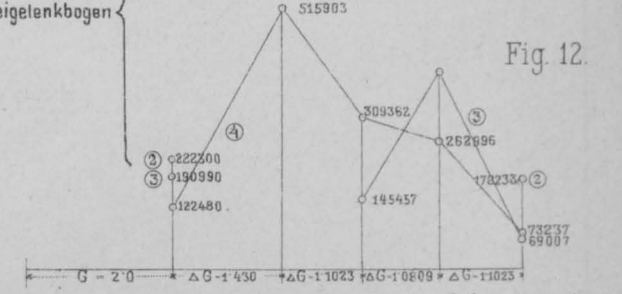


Fig. 9a.



für den Zweigelenbogen

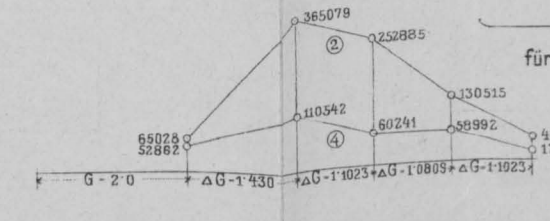
Berechnung des Elastizitätskoeffizienten aus den horizontalen Verschiebungen.



Berechnung des Elastizitätskoeffizienten aus den horizontalen Verschiebungen.

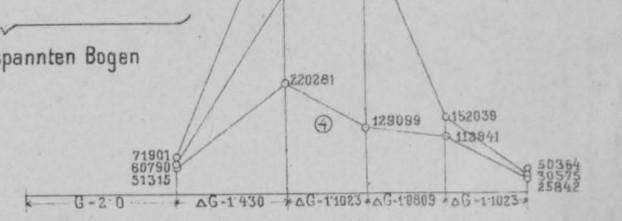
Fig. 13.

Berechnung des Elastizitätskoeffizienten aus den vertikalen Senkungen.

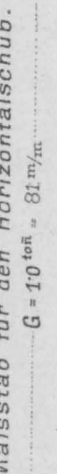


für den eingespannten Bogen

Fig. 14.

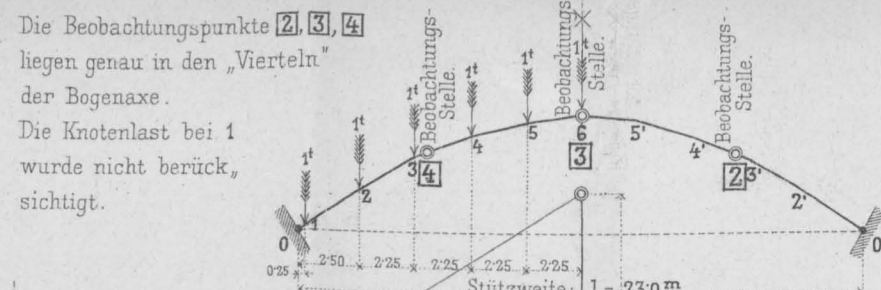






Die Beobachtungspunkte [2], [3], [4] liegen genau in den „Vierteln“ der Bogenaxe. Die Knotenlast bei 1 wurde nicht berücksichtigt.

Das Diagramm zeigt eine Bogenbrücke mit einer Spannweite von 1,230 m. Die Bogenachse ist in Viertel unterteilt, mit Beobachtungspunkten [2], [3] und [4] sowie Knotenlasten 1<sup>t</sup> und 2<sup>t</sup>. Die Auflager sind als 0' und 0'' markiert. Die Knotenlasten sind als 1<sup>t</sup> und 2<sup>t</sup> bezeichnet. Die Beobachtungspunkte sind als [2], [3] und [4] markiert. Die Spannweite ist als 1,230 m angegeben.

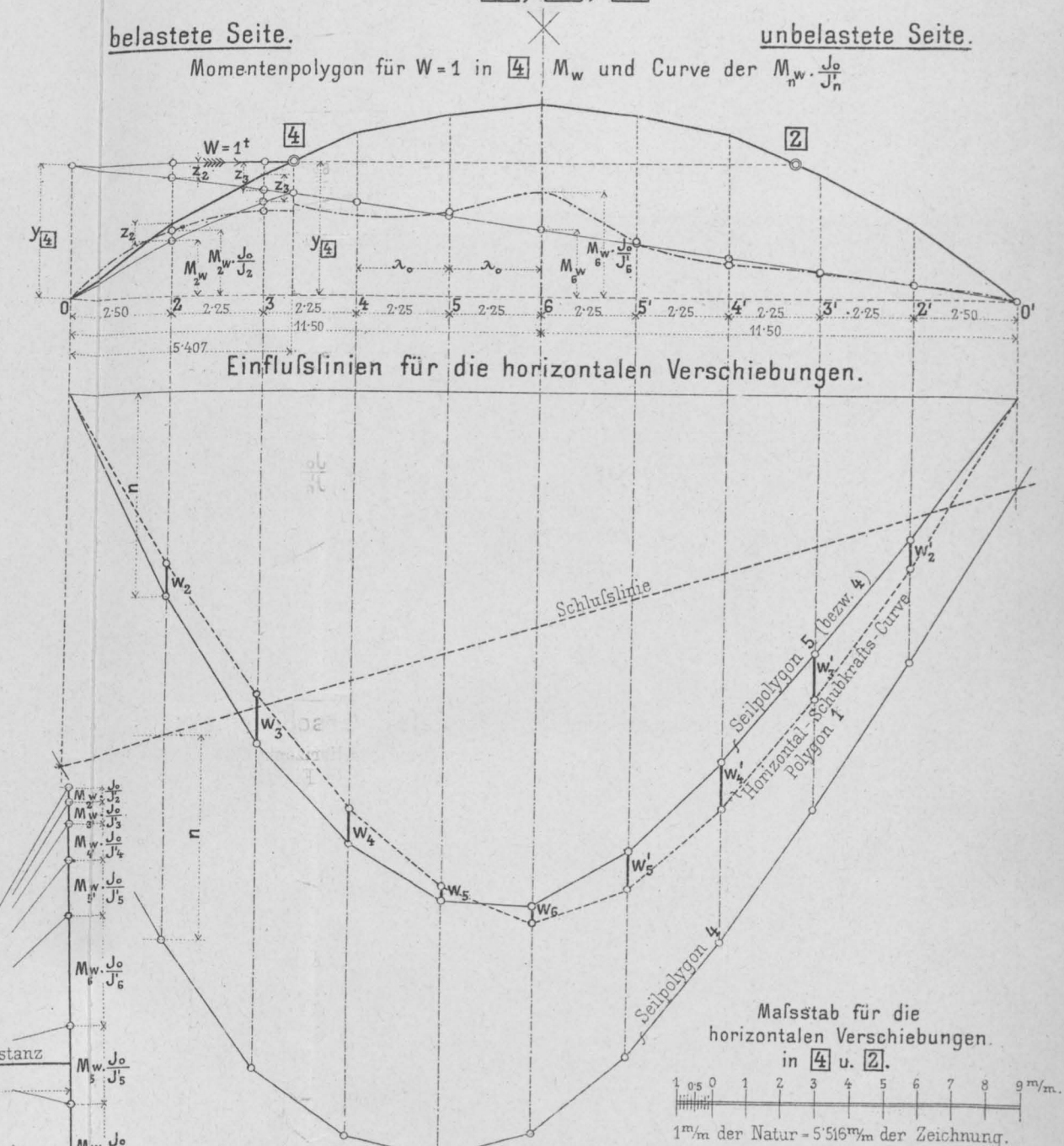


\*) Bemerkung:  
Formänderung im  
Punkte [3] siehe auf  
Tafel XXIV.

# GRAPHISCHE ERMITTLUNG

der elastischen Formveränderungen für den eisernen Bogenträger mit Kämpfergelenken durch Knotenlasten in 2, 3, 4, 5 u. 6 von 1 t on:

in den Punkten: 2, 3<sup>\*)</sup>, 4



Bemerkung.

Die vertikale u. horizontale Verschiebung  $v$  bzw.  $w$  unter dem Einflusse der Einzelasten von 1 t on in den Knotenpunkten 2, 3, 4, 5 u. 6 ist in der Zeichnung für die Beobachtungsstelle [4] ermittelt. Für die Beobachtungsstelle [2], welche symmetrisch zu [4] auf der unbelasteten Bogenhälfte liegt, wären die Seilpolygone 3 u. 5 um  $180^\circ$  verdreht auf die Horizontalkrafts-Curve H d. i. Seilpolygon 1 zu zeichnen. Dieser Vorgang wurde jedoch, um an Raum zu sparen, nicht, gewählt, sondern die Verschiebungen in [2] derart erhalten, daß die bezüglichen Verschiebungen  $v'$  u.  $w'$  unter den auf der rechten Bogenhälfte wirkend gedachten Knotenlasten 2' 3' 4' 5' abgegriffen wurden.

Bestimmung des Maßstabes für die horizontalen Verschiebungen.

Die Maßstab-Einheit ist:  $\frac{E \cdot J_0}{H^w \cdot \lambda_{s,p}} \times \text{Einheit des Längenmaßstabes,}$

$H_{[2]}^w = H_{[2]}^w = \frac{32 \text{ mm}}{6} = \frac{32}{96} = 0,395 \text{ toh.}$   
 Dannach:  $\tau_m = \frac{21000.000 \times 0,00035}{0,395 \times 2,25 \times 10} \times 6,67 \frac{\text{mm}}{\text{m}} = 5516 \frac{\text{mm}}{\text{m}}$  oder  $1 \text{ mm} = 5,516 \frac{\text{mm}}{\text{m}}$  oder  
 einfacher bestimmt:  $1 \text{ mm} = 3,335 \frac{\text{mm}}{\text{m}} \times \frac{53}{32} \approx 5,52 \frac{\text{mm}}{\text{m}}$  der Zeichnung.

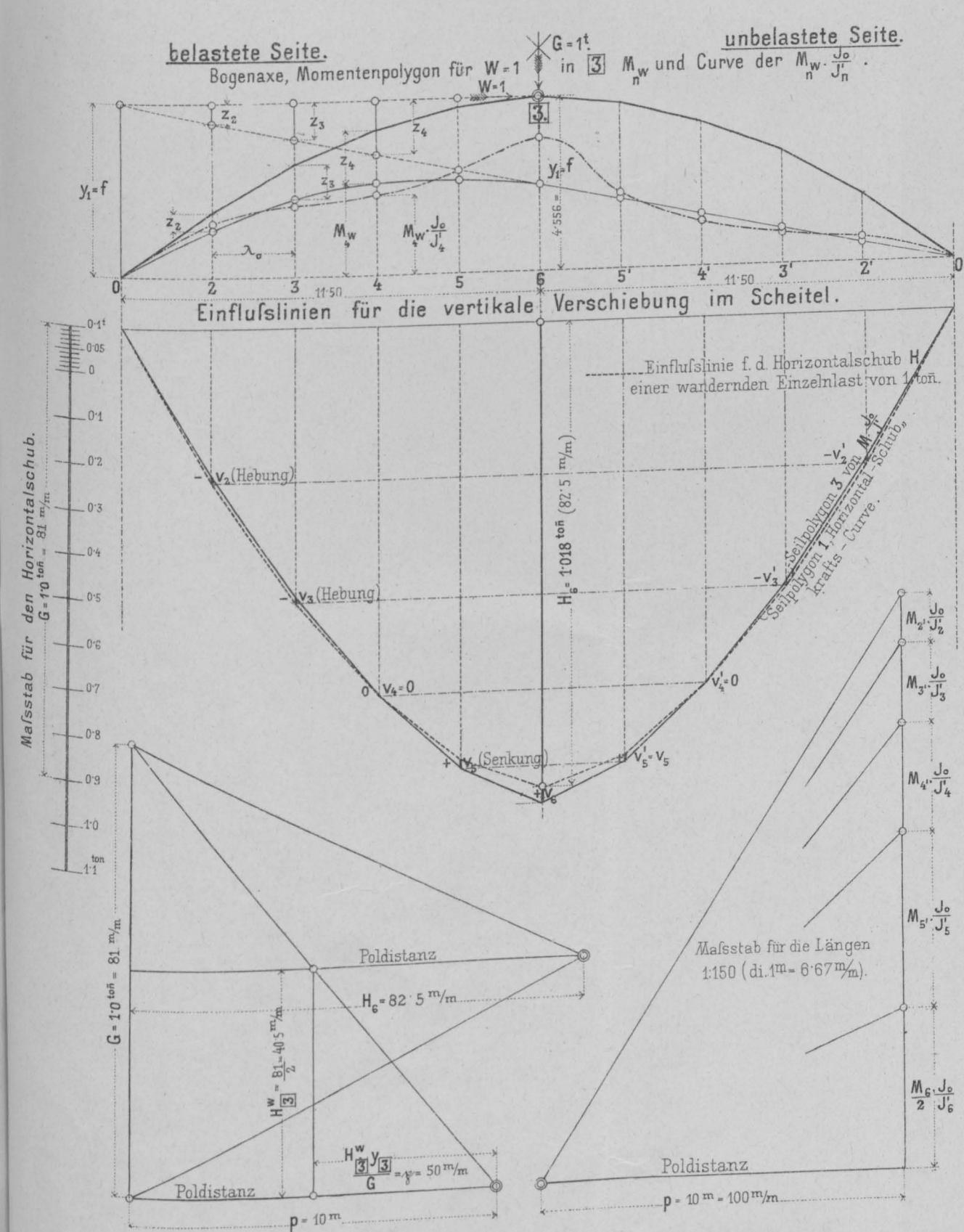
Für 4 ist:  $\begin{cases} (w_2 + w_3 + w_4 + w_5) = -21 \frac{\text{m}}{\text{m}}, & \text{somit in der Natur: } \frac{21}{5516} = +3.86 \frac{\text{m}}{\text{m}} \\ w_6 = \dots = -2 \frac{\text{m}}{\text{m}}, & \text{,, ,, ,, ,, ,, } \frac{-2}{5516} = -0.36 \frac{\text{m}}{\text{m}} \end{cases}$

Für 2 ist:  $\begin{cases} (w'_2 + w'_3 + w'_4 + w'_5) = -23 \frac{\text{m}}{\text{m}}, & \text{,, ,, ,, ,, ,, } \frac{-23}{5516} = -4.22 \frac{\text{m}}{\text{m}} \\ w'_6 = \dots = -2 \frac{\text{m}}{\text{m}}, & \text{,, ,, ,, ,, ,, } \frac{-2}{5516} = -0.36 \frac{\text{m}}{\text{m}} \end{cases}$



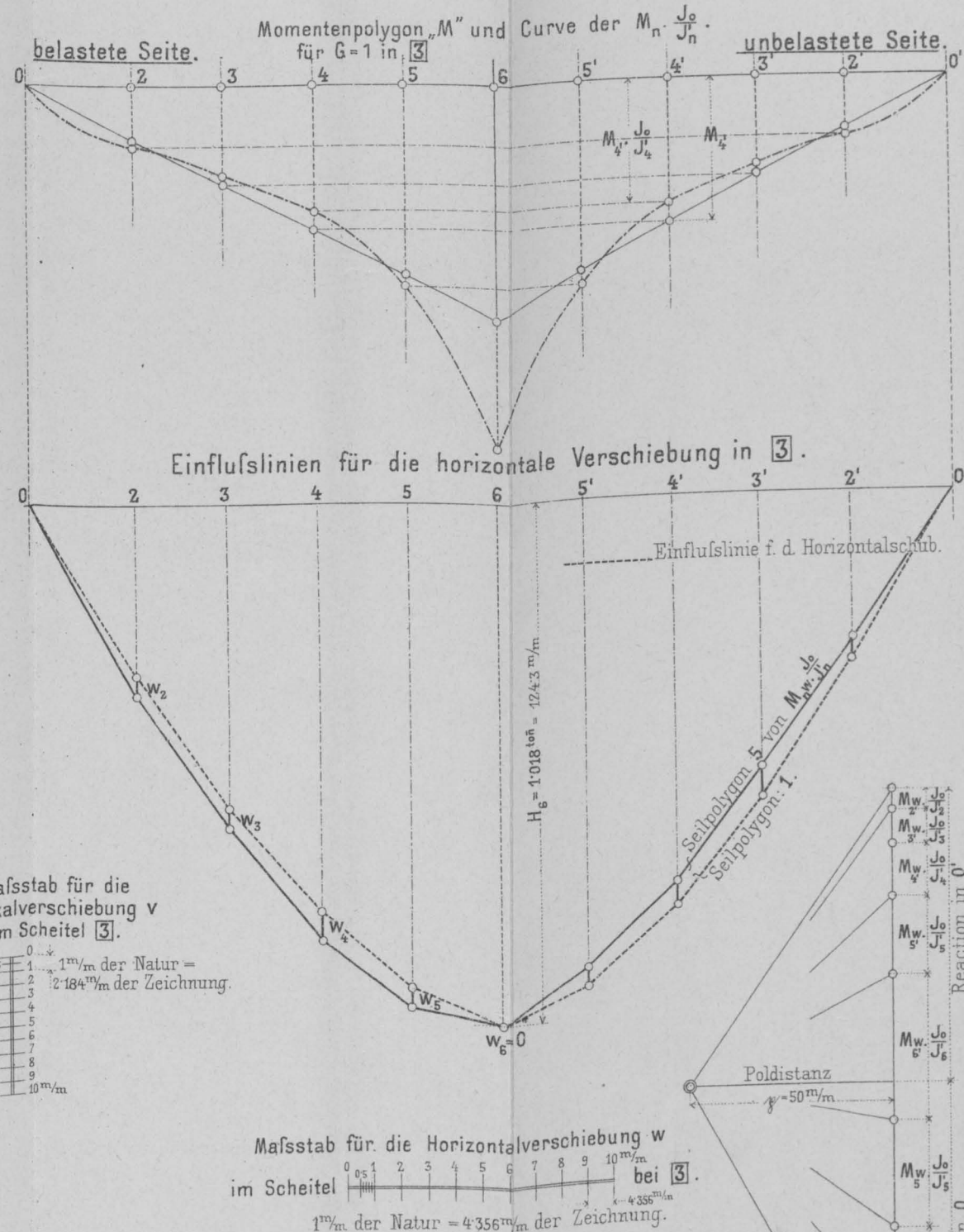
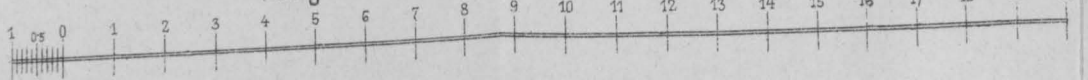
# EISERNER BOGENTRÄGER

(Formänderung im Punkte [3].)

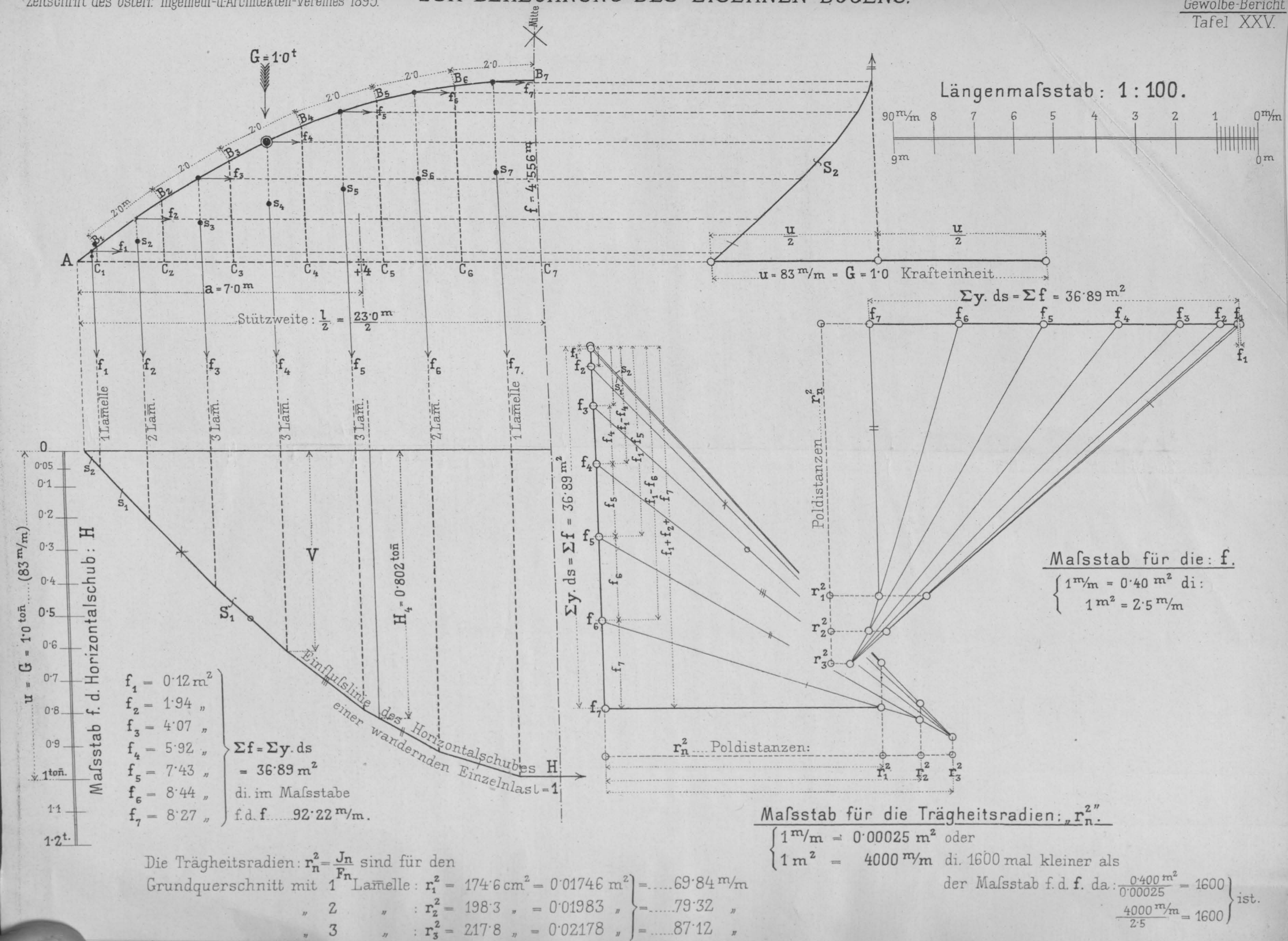


Bestimmung des Maßstabes für die vertikale Verschiebung in [3]:  
Die Maßstab-Einheit ist:  $\frac{E \cdot J_0}{H \cdot \lambda \cdot p}$  x Einheit des Längenmaßstabes (di.  $1^m = 6.67 \text{ m/m}$ ).  
 $H_0 = H_{[3]} = 82.5 - 82.5 = 1018 \text{ ton}$ .  
Demnach ist:  $\frac{21,000,000 \times 0.00035}{1018 \times 2.25 \times 10} \times 6.67 \text{ m/m} = 2184 \text{ m/m}$  oder  $1^m = 2184 \text{ m/m}$ .  
Für den Scheitel [3] ist, die Ordinaten-Differenzen der Seilpolygone 1 u. 3 unter den Knotenlasten 2, 3, 4, 5 u. 6 abgegriffen:  
 $v_2 = -0.9 \text{ m/m}$  (Hebung) somit in der Natur:  $\frac{-0.9}{2184} = -0.42 \text{ m/m}$ .  
 $v_3 = -0.9 \text{ m/m}$  (Hebung) " " " "  $\frac{-0.9}{2184} = -0.42 \text{ m/m}$ .  
 $v_4 = 0$  " " " "  $\frac{0}{2184} = 0$ .  
 $v_5 = +2.0 \text{ m/m}$  (Senkung) " " " "  $\frac{+2.0}{2184} = +0.92 \text{ m/m}$ .  
 $v_6 = +3.2 \text{ m/m}$  (Senkung) " " " "  $\frac{+3.2}{2184} = +1.50 \text{ m/m}$ .  
Somit summarisch:  $(v_2 + v_3 + v_4 + v_5 + v_6) = -0.42 - 0.42 + 0 + 0.92 + 1.50 = +1.50 \text{ m/m}$

Längenmaßstab=1:150. (di.  $1^m = 6.67 \text{ m/m}$ ).



Bestimmung des Maßstabes für die horizontale Verschiebung in [3]:  
Die Maßstab-Einheit ist:  $\frac{E \cdot J_0}{H_w \cdot \lambda \cdot p}$  x Einheit des Längenmaßstabes (di.  $1^m = 6.67 \text{ m/m}$ ).  
 $H_w = \frac{40.5}{81} = 0.500 \text{ ton}$ .  
Demnach ist:  $\frac{21,000,000 \times 0.00035}{0.500 \times 2.25 \times 10} \times 6.67 \text{ m/m} = 4356 \text{ m/m}$  di.  $1^m = 4356 \text{ m/m}$ .  
Dasselbe ergibt sich auch:  
 $1^m = 2.184 \text{ m/m} \times \frac{82.5}{81} = 2.184 \times \frac{82.5}{40.5} = 4.4 \text{ m/m}$  der Zeichnung, wobei nach nebenan  $2.184 \text{ m/m} = 1^m$  der Maßstab für die vertikalen Verschiebungen in [3] bedeutet.  
Für [3] ist, die Ordinaten-Differenzen abgegriffen:  
 $(w_2 + w_3 + w_4 + w_5 + w_6) = +13.3 \text{ m/m}$ , somit in der Natur:  $\frac{+13.3}{4.356} = +3.06 \text{ m/m}$ .

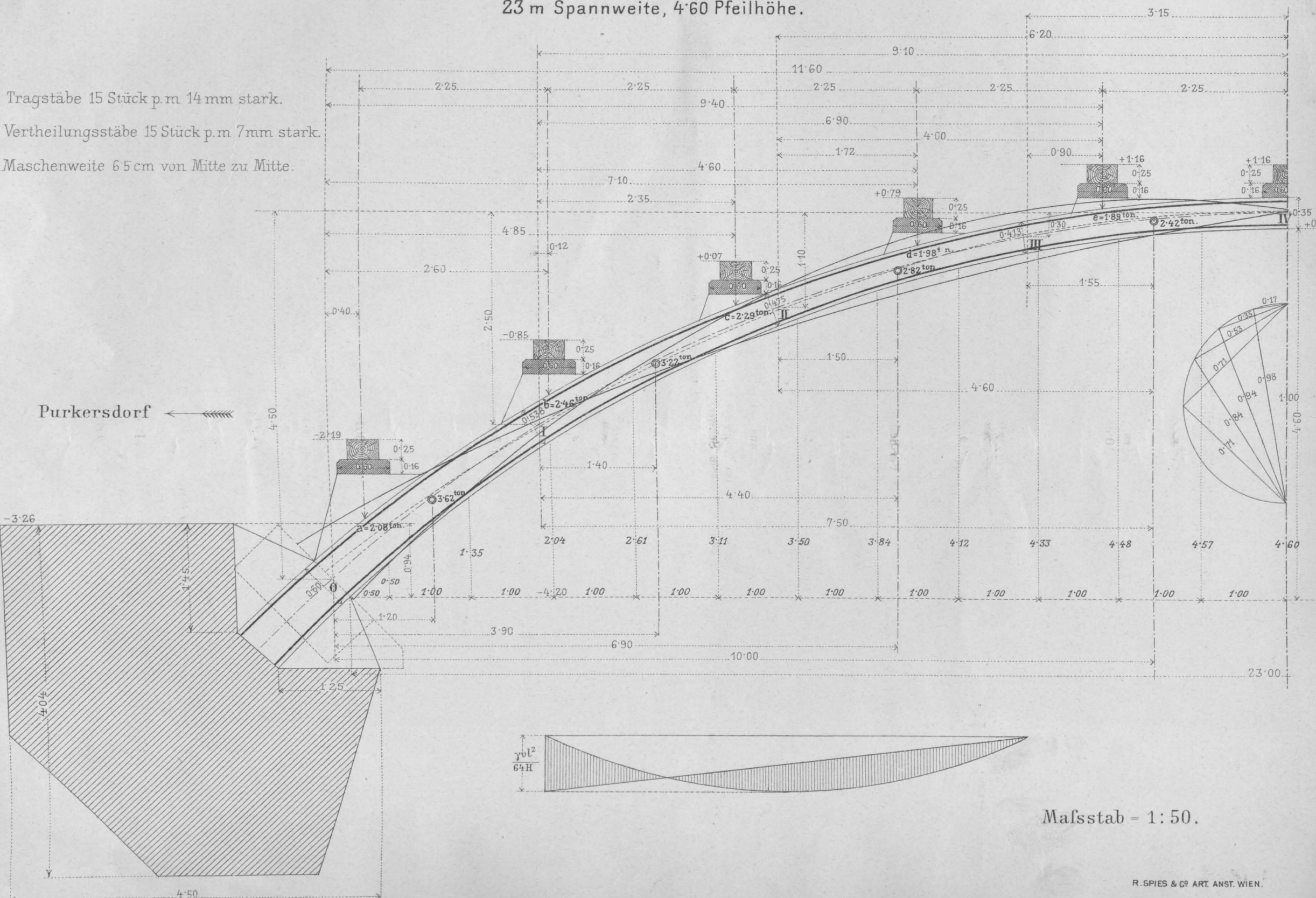




# MONIER-GEWÖLBE

23 m Spannweite, 4.60 Pfeilhöhe.

Tragstäbe 15 Stück p.m 14 mm stark.  
Vertheilungsstäbe 15 Stück p.m 7mm stark.  
Maschenweite 65 cm von Mitte zu Mitte.



Mafsstab = 1:50.

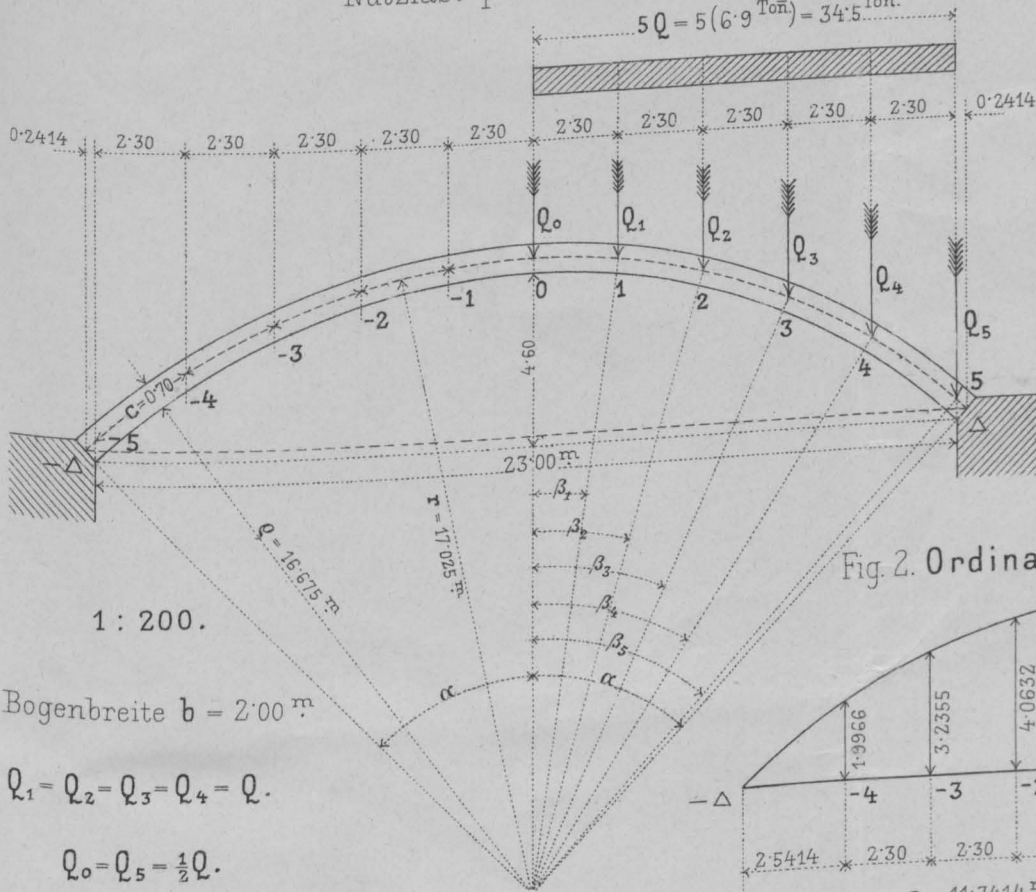
# BOGENTRÄGER AUS PORTLANDCEMENT-STAMPFBE- TON MIT KÄMPFERGELENKEN.

Fig. 1. Belastungsschema

Eigengewicht per Bogenmeter = 3.5 Tonnen =  $g$ .

Nutzlast per  $1m^2 = 1.5$  Tonnen.

$$5Q = 5(6.9 \text{ Ton}) = 34.5 \text{ Ton.}$$



$$1 \text{ cm} = 1 \text{ mm}, \quad 1 \text{ kg} = 2 \text{ mm}$$

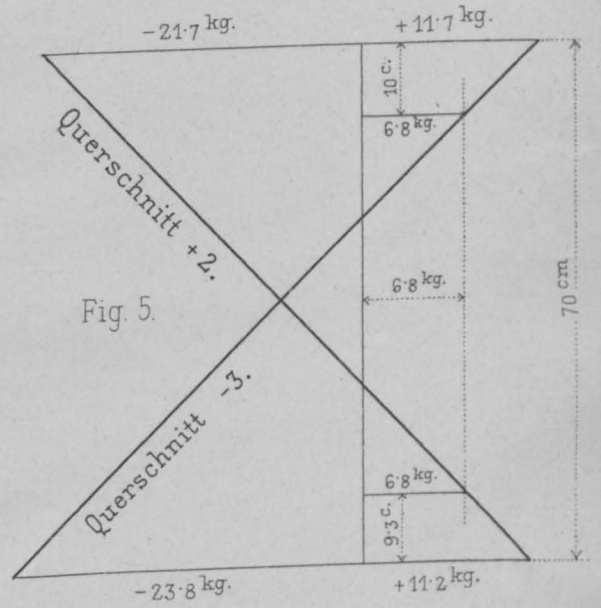


Fig. 2. Ordinaten der Bogenaxe. 1:200.

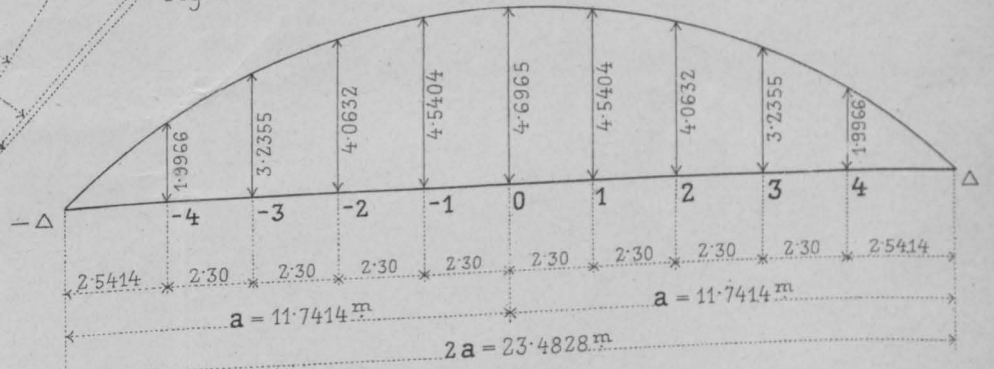


Fig. 4.

Vertheilung der Mischungsverhältnisse.

1:100.

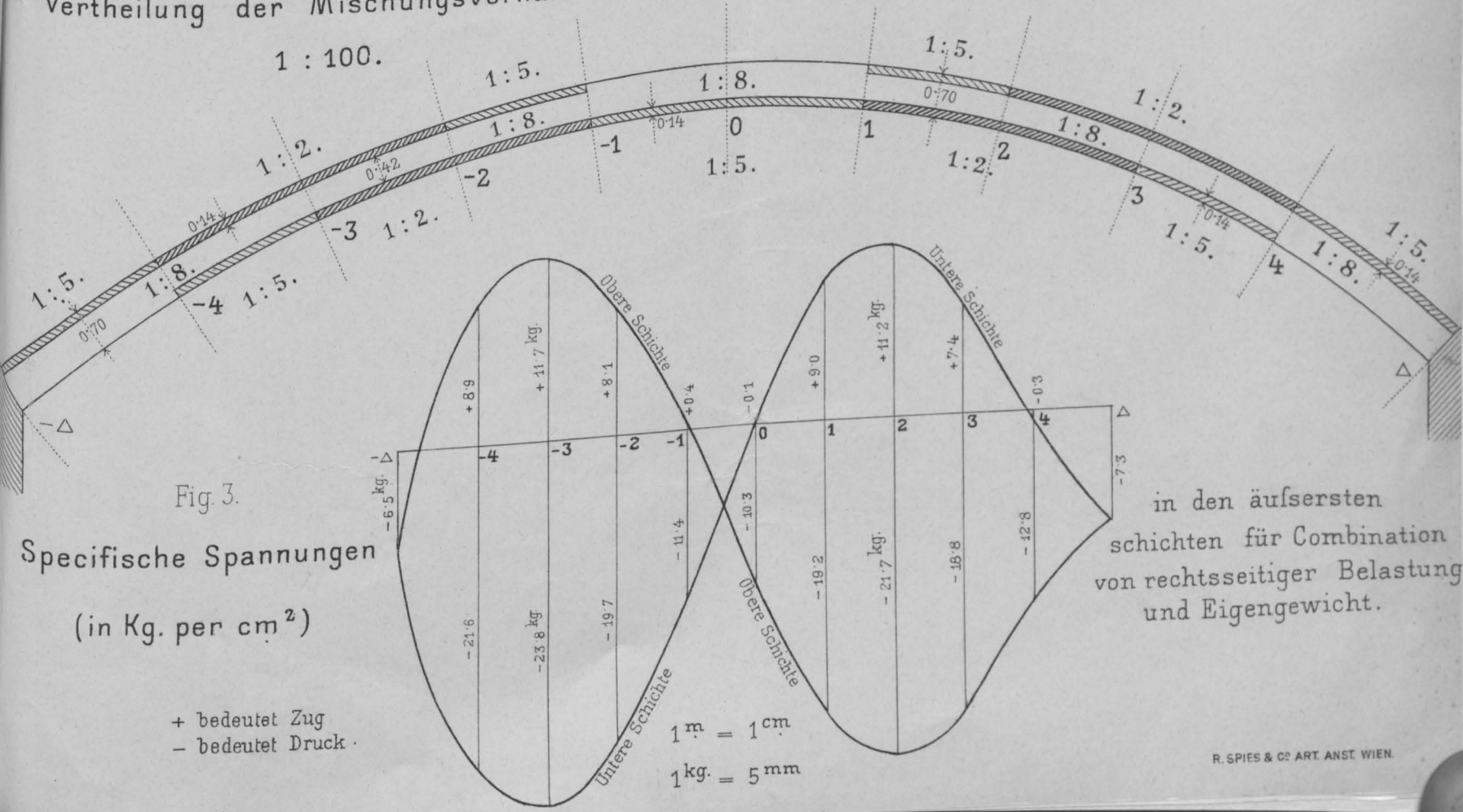


Fig. 3.

Specifische Spannungen

(in Kg. per  $cm^2$ )

+ bedeutet Zug  
- bedeutet Druck.

$$1 \text{ m} = 1 \text{ cm} \\ 1 \text{ kg} = 5 \text{ mm}$$

in den äußersten  
schichten für Combination  
von rechtsseitiger Belastung  
und Eigengewicht.